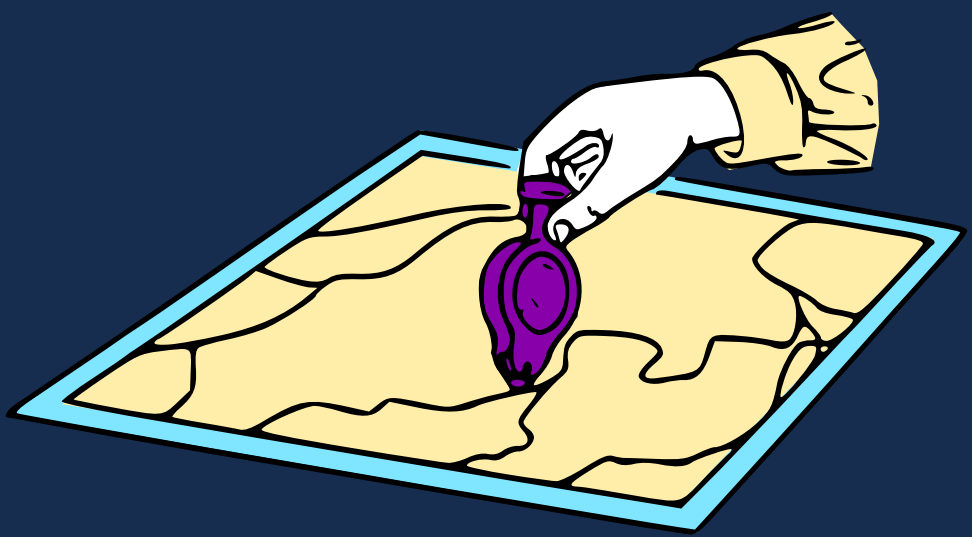
P.I. Chilov

COURS DE GÉODÉSIE



Éditions Mir Moscou

P. I. CHILOV

COURS DE GÉODÉSIE

EDITIONS « ECOLE SUPERIEURE »
Moscou — 1972

Dans le livre sont examinés les principaux problèmes de géodésie et de topographie : opérations géodésiques et mesures sur le terrain, levé au théodolite, nivellement géométrique, levés topographiques. Une place considérable y est accordée aux travaux avec la carte et le plan. Le manuel contient des chapitres spéciaux consacrés aux travaux géodésiques dans les emplacements de construction, au tracé de routes ainsi qu'à la construction d'aérodromes, etc.

Le manuel est destiné à l'usage des étudiants des instituts et facultés de transport automobile ainsi que de bâtiment. Le manuel peut être utilisé également par les ingénieurs et techniciens.

Imprimé en U.R.S.S.

2—7—1
Б3—72/7—71

PREMIÈRE PARTIE

GÉNÉRALITÉS

CHAPITRE I

GÉODÉSIE. IMPORTANCE PRATIQUE DE LA GÉODÉSIE

§ 1. OBJET DE LA GÉODÉSIE

La géodésie est la science qui étudie les méthodes de mesure sur le terrain, la forme et les dimensions de la Terre et la représentation de la surface terrestre sous forme de plans et de cartes.

La « Géodésie » est un mot grec qui signifie en français « je divise la terre ».

La notion de l'objet indique que la géodésie est une science dont l'origine est liée aux besoins pratiques de l'Homme. Le problème de la détermination de la forme et des dimensions de la Terre est l'objet de la géodésie supérieure spéciale. Les questions, liées à la représentation de petites parties de la surface terrestre sous forme de plans, sont l'objet de la géodésie appliquée ou topographie. L'étude des méthodes et des processus de création d'images complètes de territoires importants de la surface terrestre sur le papier, appelées cartes, se rapporte à la cartographie.

Le progrès de la photographie et surtout de l'aviation a permis d'utiliser largement les levés photogrammétriques aériens de la surface terrestre afin d'obtenir les plans et les cartes. Les problèmes se rapportant à l'élaboration de plans et de cartes du terrain à l'aide de levés photogrammétriques au sol ou aériens, font respectivement partie de la photographie terrestre et de la photographie aérienne.

La géodésie se développe en liaison étroite avec d'autres sciences. Les mathématiques, la physique, l'astronomie exercent une grande influence sur le développement de la géodésie. Les mathématiques donnent à la géodésie des moyens d'analyse et des

méthodes de calcul des résultats des mesures. La physique est à la base des appareils optiques et des instruments de mesures géodésiques. L'astronomie fournit à la géodésie les données initiales nécessaires.

La géodésie est étroitement liée à la géographie, à la géologie et surtout à la géomorphologie.

La connaissance de la géographie assure la précision de la manière de traiter les éléments du paysage qui composent le relief, le recouvrement naturel de la surface terrestre (la flore, le sol, les mers, les lacs, les rivières, etc.) et les résultats de l'activité de l'Homme (agglomérations, routes, voies de communication, entreprises, etc.). Les formes du relief et la régularité de leur évolution sont connues à l'aide de la géologie et de géomorphologie.

L'emploi de photos dans la géodésie nécessite la connaissance de la photographie. La représentation graphique des plans et des cartes exige l'étude des méthodes de dessin topographique.

§ 2. IMPORTANCE PRATIQUE DE LA GEODESIE

La géodésie a une grande importance pratique. Les mesures géodésiques sont nécessaires pour effectuer le tracé des routes, des canaux, des constructions souterraines (métro, conduites, lignes de câbles, etc.), des réseaux aériens (lignes de transmission électrique, lignes de communication, etc.), ainsi que pendant les recherches des gisements de minerais (charbon, pétrole, tourbe, etc.). C'est à l'aide de la géodésie que s'effectuent le levé du terrain, le transfert en in situ des édifices et des constructions, les différentes mesures à de divers étapes de construction et, enfin, la détermination des déformations et des déplacements des constructions au cours de leur exploitation.

Les travaux géodésiques s'exécutent pendant la planification, la création des zones de verdure et l'aménagement des villes et des cités. L'asséchement et l'irrigation des terres, l'afforestation nécessitent l'emploi de la géodésie.

Les conditions actuelles exigent que l'ingénieur du bâtiment soit très bien instruit en ce qui concerne la géodésie. Le projet se fait à l'aide des cartes. Pour se servir savamment d'une carte, il faut savoir ses particularités et apprendre à la lire. Au cours de l'établissement d'un projet il peut arriver que l'on doit étudier le terrain d'une façon beaucoup plus détaillée que ne le permet la carte en présence. Dans ce cas, il faut savoir effectuer le levé du terrain dans le but d'obtenir un plan suffisamment détaillé, c'est-à-dire qu'il faut connaître la topographie. Le grand progrès de l'aviation et de la photogrammétrie aérienne présente la possibilité d'employer largement de nouvelles méthodes d'élaboration de projets de constructions du génie basées sur l'utilisation du matériel photo-

grammétrique aérien ; l'assimilation de ces méthodes exige la connaissance de l'aérophototopographie. Enfin, lors de l'élaboration d'un projet l'ingénieur doit savoir effectuer les travaux géodésiques, nécessaires au transfert du projet sur le terrain.

§ 3. PROCESSUS D'EXECUTION DES TRAVAUX GÉODÉSIQUES

Les travaux géodésiques se divisent en travaux au terrain et au bureau.

Le problème principal des travaux au terrain se réduit à effectuer les mesures et ceux au bureau aux processus calculatoires et graphiques.

1. Le processus de mesure consiste à effectuer les mesures sur le terrain, exécutées dans le but d'obtenir des plans et des cartes ou bien dans des buts spéciaux, comme par exemple l'établissement des tracés, la disposition des constructions.

Les objectifs des mesures géodésiques sont les angles horizontaux et verticaux et les distances inclinées, horizontales et verticales. Ces mesures sont effectuées à l'aide d'instruments et d'appareils géodésiques, auxquels se rapportent : a) les appareils de mesure des lignes (appareils à rubans ou à fils, roulettes, télémètres, etc.); b) les appareils de mesure des angles (goniomètres, boussoles, théodolites); c) les appareils de mesure des distances verticales (niveaux, mires, etc.).

Les résultats des mesures sont portés dans des carnets respectifs d'après les étalons acceptés dans les entreprises.

En même temps, on établit bien souvent, sur le terrain, des dessins schématiques appelés esquisses.

2. Le processus calculatoire consiste à exécuter les opérations mathématiques des résultats numériques des mesures.

Les calculs géodésiques sont effectués d'après des schémas bien déterminés. Les schémas bien établis permettent d'effectuer les calculs dans une suite déterminée, de trouver rapidement les résultats nécessaires et de contrôler opportunément l'exactitude des calculs. Pour faciliter les opérations calculatoires sont utilisés de différents moyens auxiliaires : tables, graphiques, nomogrammes, règles à calcul, bouliers, machines calculatrices.

3. Le processus graphique consiste à représenter les résultats des mesures et des calculs sur un dessin en observant les signes conventionnels établis. Dans la géodésie le dessin sert non pas d'illustration, jointe à quelque document, mais de production finale sur laquelle sont basés ultérieurement les calculs et le projet. Un tel dessin doit être fait d'après les données exactes et vérifiées et accompli avec un art graphique de haute qualité.

CHAPITRE II

DÉTERMINATION DE LA POSITION DES POINTS DE LA SURFACE TERRESTRE PAR RAPPORT À LA FORME GÉNÉRALE DE LA TERRE

§ 4. FORME GÉNÉRALE ET DIMENSIONS DE LA TERRE

Lors de la détermination des points de la surface terrestre on rapporte généralement ces points à la forme générale de la Terre. *Sous le terme forme générale de la Terre dans la géodésie, on comprend la forme, limitée par la surface prolongée en imagination des océans à l'état calme.* Une telle surface fermée est perpendiculaire dans chacun de ses points à la ligne verticale, c'est-à-dire à la direction de l'action de la force de pesanteur et, par conséquent, elle est partout horizontale. Cette surface est appelée surface de niveau de la Terre ou surface géoïde. Le géoïde est un corps qui n'a pas de forme géométrique régulière. Cependant la surface géoïde est bien proche de celle d'un ellipsoïde de révolution, obtenue par la rotation de l'ellipse PQP_1Q_1 (fig. 1) autour du petit axe PP_1. C'est pourquoi, pratiquement, on remplace, au cours des calculs géodésiques ou cartographiques, la surface géoïde par la surface mathématique de l'ellipsoïde de révolution (ou sphéroïde). Les lignes d'intersection de la surface du sphéroïde avec des plans passant par l'axe de rotation s'appellent des méridiens et sont représentées sur le sphéroïde par des ellipses ; les lignes d'intersection de la surface du sphéroïde avec des plans perpendiculaires à l'axe de rotation s'appellent des parallèles et représentent des cercles. La parallèle dont le plan passe par le centre du sphéroïde s'appelle l'équateur. Les lignes $OQ=a$ et $OP=b$ (fig. 1) sont appelées grand et petit hémiaxes du sphéroïde, a étant le rayon de l'équateur, b — l'hémiaxe de rotation de la Terre. Les dimensions du sphéroïde terrestre sont déterminées par les longueurs de ces hémiaxes. La valeur $\alpha = \frac{a-b}{a}$ est appelée l'aplatissement de la Terre (du sphéroïde). Les valeurs a, b, α peuvent être déterminées au moyen de mesures en degrés permettant de calculer la longueur de l'arc de méridien à 1°. Sachant la longueur d'un degré dans les différents points du méridien, on peut établir la forme et les dimensions de la Terre.

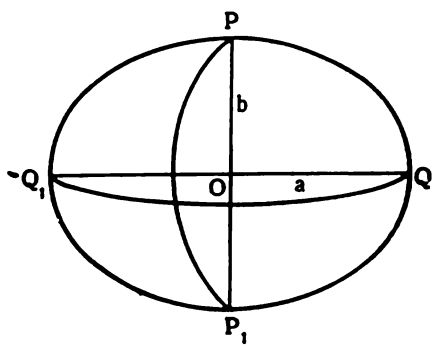


Fig. 1

Maintes fois les savants de différents pays ont déterminé les dimensions du sphéroïde terrestre et son aplatissement.

L'aplatissement du sphéroïde terrestre est égal environ au 1:300. Si on se représente un globe ayant un grand hémiaxe $a=300$ mm, la différence $a-b$ pour un tel globe ne serait que de 1 mm. L'aplatissement étant très petit, on considère parfois la forme générale de la Terre comme un globe de rayon $R=6371$ km.

§ 5. MÉTHODE DES PROJECTIONS. COORDONNÉES GÉOGRAPHIQUES

Méthode des projections. Dans beaucoup de buts pratiques on peut admettre que les surfaces du géoïde et du sphéroïde se superposent sur une aire donnée, formant une seule surface *MN* de niveau ou horizontale (fig. 2). La surface terrestre physique a une forme complexe : on peut y rencontrer des infractuosités sous forme de montagnes, bassins, bas-fonds, etc. Les aires horizontales se rencontrent rarement. En étudiant la surface terrestre, on peut s'imaginer que ses points *A*, *B*, *C*, *D*, *E* sont projetés en ligne verticale sur la surface de niveau, c'est-à-dire sur la surface horizontale *MN* où l'on obtient les points *a*, *b*, *c*, *d*, *e* appelés projections horizontales et correspondant aux points de la surface terrestre. A chaque ligne ou galbe sur la surface terrestre correspond une ligne ou un galbe sur la surface horizontale *MN* imaginaire. Par conséquent, le problème de l'étude de la surface terrestre se divise en deux sous-problèmes : 1) détermination de la position des projections horizontales des points sur la surface de niveau *MN* et 2) détermination des altitudes (*Aa*, *Bb*...) des points de la surface terrestre au-dessus de la surface *MN*.

Les altitudes sont appelées absolues, si elles sont rapportées au niveau de l'océan ou de la mer, relatives ou éventuelles, si elles sont rapportées à une surface de niveau arbitraire. Les valeurs numériques des points de la surface terrestre sont appelées repères. Généralement on considère le niveau moyen de l'océan ou de la mer comme début du compte des altitudes absolues.

La position des projections horizontales des points de la surface terrestre sur la surface de niveau *MN* (fig. 2) peut être déterminée par des coordonnées prises dans un système quelconque (les coordonnées sont des valeurs déterminant la position de n'importe quel point sur la surface ou dans l'espace par rapport à des données initiales qui composent le système des coordonnées).

Coordonnées géographiques. Considérons la surface de niveau *MN* (fig. 2) comme surface de la sphère.

Le système des coordonnées géographiques sert de système unique de coordonnées pour tous les points de la

Terre. Il comprend le plan du méridien d'origine PM_0P_1 et le plan de l'équateur EQ (fig. 3). Le méridien passant par Greenwich près de Londres est considéré comme méridien de départ. La position d'un point quelconque M sur la sphère dans ce système de coordonnées est déterminée par l'angle φ, formé par la ligne verticale MO à ce point avec le plan de l'équateur, et l'angle λ, formé par le plan du méridien PMP_1 du point donné avec le plan du méridien de départ.

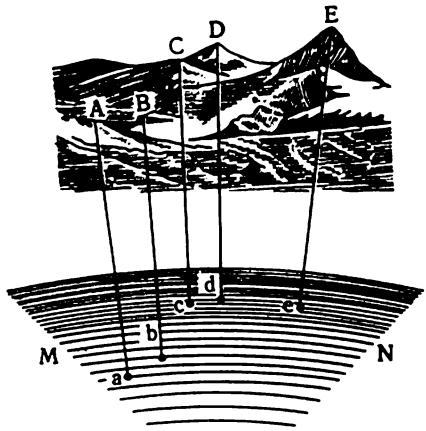


Fig. 2

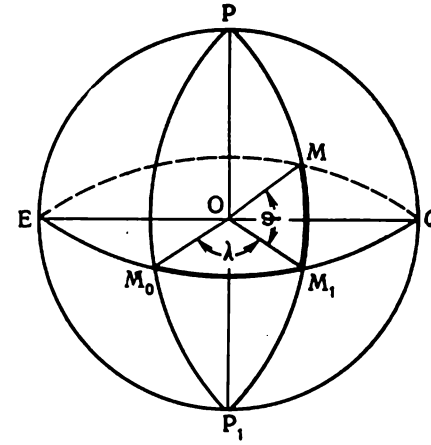


Fig. 3

L'angle φ s'appelle la latitude géographique et l'angle λ la longitude géographique du point M ; les latitudes φ sont comptées dans les deux sens à partir de l'équateur de 0° jusqu'à 90° ; les latitudes, comptées vers le nord, sont appelées boréales, et vers le sud — australes. Les longitudes λ sont comptées à partir du méridien de départ vers l'est et l'ouest de 0° jusqu'à 180° et sont appelées respectivement orientales et occidentales. Les latitudes et les longitudes sont appelées coordonnées géographiques. Les coordonnées géographiques peuvent être déterminées indépendamment pour chaque point particulier par observations astronomiques. On peut obtenir les altitudes de ces points à l'aide du nivellement. La latitude, la longitude et l'altitude déterminent pleinement la position de chaque point indépendant A, B, C, D, E de la surface terrestre (voir fig. 2) par rapport à la forme générale de la Terre.

§ 6. REPRÉSENTATION DE LA SURFACE TERRESTRE SUR SPHÈRE ET SUR PLAN

Quand on parle de la représentation de la surface terrestre, on a en vue les formes ou les galbes des différents accidents du terrain: littoral, lacs, cours d'eau, canaux, forêts, montagnes, vallées, selles, etc.

Etant donné qu'au premier rapprochement on peut considérer la forme générale de la Terre comme une sphère, il est tout naturel d'obtenir la représentation de la surface terrestre sur une sphère. Représentons-nous le modèle réduit de la forme générale de la Terre sous forme de globe. Après avoir construit un réseau de méridiens et de parallèles appelé réseau gradué, on peut porter sur ce globe, d'après les coordonnées géographiques, n'importe quel point de la Terre. Ayant pour chaque point sa cote, on peut ainsi représenter le relief sur le globe, c'est-à-dire obtenir un modèle concret réduit de la surface terrestre avec tous ses contours et ses infractuosités.

Cependant, même les plus grands globes ne permettraient pas de représenter sur eux tous les contours nécessaires avec des détails suffisants. De plus, les globes ne conviennent pas à la projection en génie civil, c'est pourquoi dans la pratique on a recours généralement aux représentations planes.

Si une aire imaginaire de la surface terrestre n'est pas grande par rapport aux dimensions de la Terre et ne dépasse pas les limites d'un cercle de diamètre de 20 km au maximum, la partie de

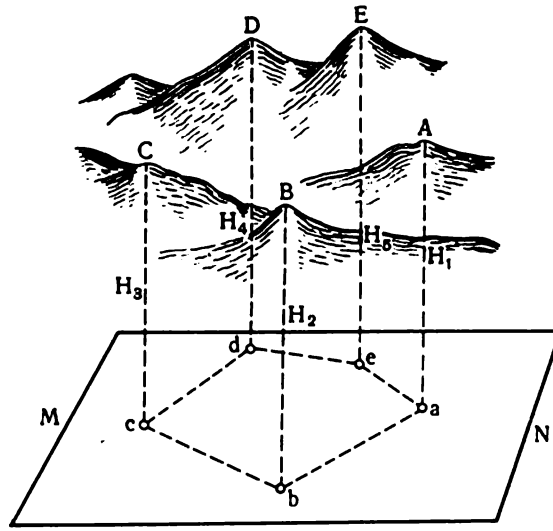


Fig. 4

la surface de niveau imaginaire MN (voir fig. 2) qui lui correspond, peut être acceptée comme plan horizontal. Dans ce cas, les points de la surface terrestre, par exemple, *A*, *B*, *C*, *D*, *E* (fig. 4) sont projetés sur un plan horizontal imaginaire *MN* suivant les perpendiculaires *Aa*, *Bb*, ..., *Ee*. La figure plane *abcde* représentera alors la projection horizontale de la figure arbitraire *ABCDE* du terrain, si les points projetés sont admis comme sommets d'un polygone. Il est évident que la projection horizontale *abcde* ne sera pas identique à la figure du terrain *ABCDE*. Elle ne lui sera identique que dans le cas où tous les points de la figure donnée du terrain se trouvent dans un même plan, parallèle au plan *MN*.

Afin d'obtenir sur le plan la représentation du galbe d'un terrain plus ou moins accentué, il faut trouver les projections horizontales de ses points caractéristiques, se trouvant à une telle distance entre eux qu'on puisse considérer les éléments de la courbe comme des droites. Alors la courbe correspondante sur le plan *MN* sera la projection horizontale du galbe du terrain accentué.

CHAPITRE III

PLAN ET CARTE

§ 7. PLAN DU TERRAIN. PROFIL

Utilisant les constructions géométriques, on peut porter les projections horizontales des contours du terrain sur le papier sous forme réduite et identique ou arpentée. *Le dessin, donnant sous forme réduite et identique la représentation des projections horizontales des contours du terrain, s'appelle un plan.*

Se rapportant aux fig. 2 et 4 on peut voir facilement qu'une seule projection horizontale des points *a*, *b*, *c*, *d*, *e* est insuffisante pour avoir une idée complète de leur disposition réciproque sur le terrain ; il faut aussi connaître les altitudes de ces points $H_1 = Aa$, $H_2 = Bb$, etc., par rapport à la surface de niveau *MN*. Cependant, si on inscrit sur le plan les cotes des projections correspondantes, un tel plan ne sera pas assez concret, car il est très difficile de pouvoir se représenter simultanément tous les points du plan se trouvant à des altitudes, correspondant à ces chiffres. Ce défaut est éliminé à l'aide d'un procédé particulier reproduisant la forme de la surface terrestre (relief) par des courbes de hauteurs égales appelées courbes de niveau ou isohypses. D'après la forme et la disposition réciproque de ces isohypses, on peut juger du relief du terrain. En représentant le relief du fond des réservoirs d'eau ou des goulets (lacs, étangs, cours d'eau, etc.), on trace parfois sur les plans des courbes de profondeurs égales appelées isobathes.

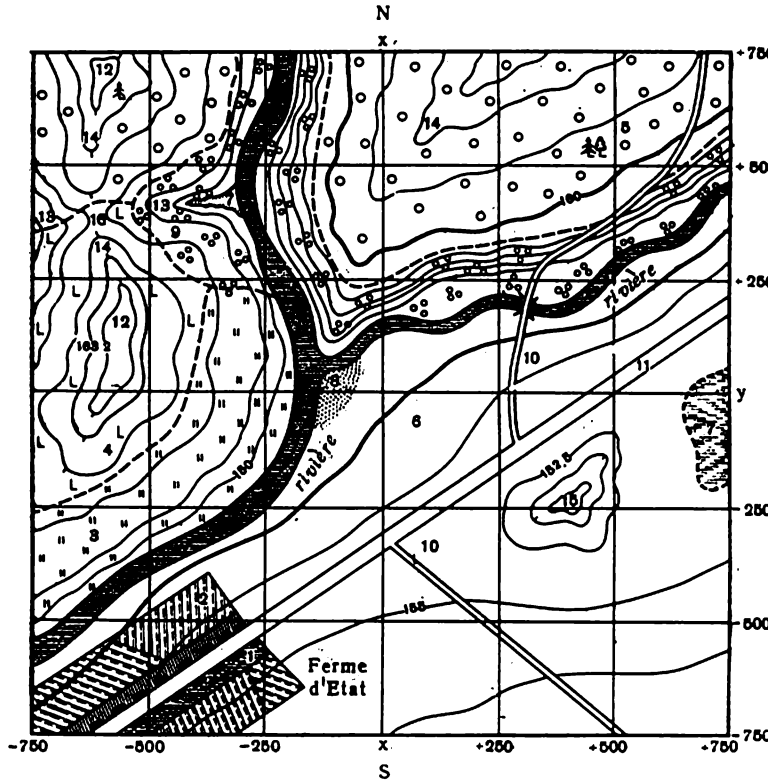


Fig. 5

Possédant un plan aux courbes de niveau représentant le relief ou tout simplement un plan à cotes, on peut reproduire la coupe verticale du terrain selon une direction déterminée quelconque. Une telle représentation est appelée p r o f i l.

La fig. 5 représente un plan sur lequel on a tracé la route *11* traversant la ferme d'Etat la «Rouge», ses bâtiments *1*, les potagers *2* de la ferme, les chemins *10*, les rivières, le pont sur la rivière, le pré *3*, la forêt abattue *4*, les conifères et le bois mixte *5*, les terres arables *6*, le marais *7*, le sable *8*, les broussailles *9*. Les irrégularités du terrain ou relief sont représentées sur le plan par des courbes de niveau. Le sommet d'un des mamelons *12* porte la cote absolue de 163,2 m. La direction de la pente des mamelons est représentée par de petits traits conventionnels perpendiculaires aux courbes de niveau, ou hachures. On les dessine aussi sur les courbes de niveau représentant les bas-fonds *13*. L'union de ces bas-fonds aux deux dorsales opposées *14* est la selle *16* dont la forme rappelle une

selle de cheval. A droite de la selle est montré le ravin *17*, à gauche du marais, un bassin ou cuvette *15*. Les convexités et les concavités de la surface terrestre, identiques par leur forme, sont représentées par des courbes de niveau identiques. C'est là le défaut des courbes de niveau. Afin de pouvoir différencier les unes des autres, on a recours aux hachures.

Le plan permet de résoudre de différents problèmes : déterminer les distances entre divers points, trouver les cotes de n'importe quels points, mesurer les angles entre les directions déterminées, déterminer la pente des versants, mesurer les surfaces des figures représentées sur le plan, etc.

Le plan et le profil sont utilisés afin d'établir les projets de l'infrastructure aux travaux publics (routes, canaux, ponts, buses, tuyauterie de drainage, etc.). Aux travaux publics, on a recours à des plans représentant les objets de la site et le relief. De tels plans sont appelés topographiques.

Cependant les plans ne présentant qu'une site sans relief permettent de résoudre de certains problèmes spéciaux. De tels plans sont appelés plans en courbes de niveau ou plans de position.

L'exactitude de la résolution des problèmes à l'aide d'un plan dépend dans une grande mesure du contenu du plan et du degré de représentation en détail des différents objets et irrégularités du terrain. La représentation détaillée des différentes courbes de niveau sur le plan dépend à son tour de la réduction des projections horizontales de ces courbes sur le plan, c'est-à-dire de l'échelle du plan.

§ 8. ECHELLE D'UN PLAN. ECHELLES NUMÉRIQUES, LINÉAIRES ET TRANSVERSALES. PRÉCISION DE L'ÉCHELLE

On appelle échelle d'un plan le rapport de la longueur d'un segment pris sur le plan à la projection horizontale du segment correspondant sur le terrain. Si l'échelle est exprimée par une fraction ayant l'unité au numérateur, par exemple, $\frac{1}{500}$, $\frac{1}{1000}$, $\frac{1}{5000}$, $\frac{1}{10\,000}$, $\frac{1}{25\,000}$, etc., elle est appelée échelle numérique. Le dénominateur de l'échelle numérique montre combien de fois les projections horizontales sont réduites sur le plan. Plus la fraction est grande, plus l'échelle est importante. Une plus grande échelle permet de porter sur le plan beaucoup plus de détails et permet de résoudre plus exactement les problèmes posés.

Elaborant un plan, la longueur de chaque ligne doit être réduite tout autant de fois ; ceci peut être exécuté à l'aide de l'échelle linéaire. Pour construire une échelle linéaire (fig. 6), il faut

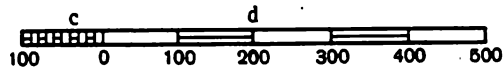


Fig. 6

reporter plusieurs fois sur une ligne un segment quelconque, par exemple, de 1 ou 2 cm. Le segment reporté est appelé base de l'échelle. Dans le cas de la fig. 6, comme base d'échelle, on a pris 1 cm. Le segment extrême gauche est généralement divisé en 10 parties égales. A chaque segment de l'échelle linéaire correspond sur le terrain un segment déterminé. Les segments reportés du zero vers la droite, à l'échelle de 1 : 10 000, représentent sur le terrain 100, 200, 300, 400, 500 m, et vers la gauche, 10, 20, 30..., 100 m. Si un segment quelconque du plan s'est trouvé égal à *cd* de l'échelle il correspondra à 240 m sur le terrain. Le plus petit segment qu'on puisse prendre sur une telle échelle, est égal à 10 m sur le terrain.

Afin de pouvoir prendre sur l'échelle de plus petits échelons, on utilise l'échelle transversale. Prenons comme base d'échelle transversale le segment *AB*, égal à 2 cm (fig. 7), et divisons-le en 10 parties égales. Ceci peut être fait de la manière suivante : sous un angle arbitraire à la base traçons la droite *AF* et à partir du point *A* reportons-y 10 parts arbitraires et égales. Joignant ensuite les points *B* et *F*, traçons à partir de tous les points de division du segment des lignes parallèles à *BF*. Ces lignes diviseront la base *AB* en 10 parties égales. Sur la ligne *AC*, perpendiculaire à la base, reportons 10 segments arbitraires, mais égaux entre eux, et à partir des points de division traçons des lignes parallèles à *AB*, comme il est indiqué sur la fig. 7. Les

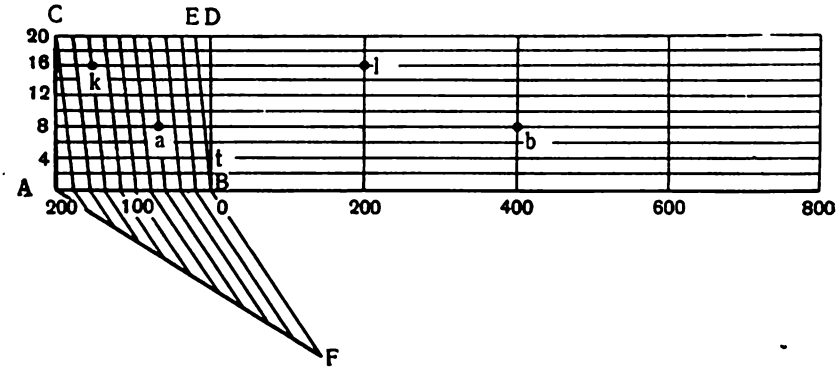


Fig. 7

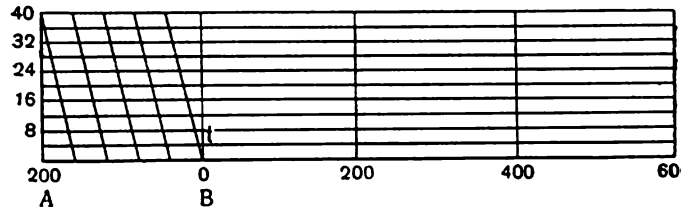


Fig. 8

segments entre les lignes obliques, parallèles à la ligne BE, sont égaux à des dixièmes de la base AB, c'est-à-dire que $ED=\frac{AB}{10}$ et les segments, compris entre la perpendiculaire BD et l'oblique BE, sont égaux à des centièmes de la base. Evidemment, le plus petit de ces segments t sera de 10 fois plus petit que ED, c'est-à-dire que $t=\frac{ED}{10}=\frac{AB}{10\cdot 10}=\frac{AB}{100}$. L'échelle décrite est appelée échelle transversale normale au centième.

Si on divise la base AB en 5 parties (fig. 8) et on reporte sur la perpendiculaire 10 parties égales entre elles, le plus petit échelon t sera égale à $t=\frac{AB}{5\cdot 10}=\frac{AB}{50}$. En général, *si on divise la base de l'échelle transversale en n parties, et sur la ligne perpendiculaire à la base, on y porte m segments arbitraires, mais égaux entre eux, le plus petit échelon t d'une telle échelle sera égal à* $t=\frac{AB}{nm}$.

Les chiffres, portés au-dessous des deux échelles (fig. 7 et 8), correspondent à l'échelle numérique de 1/10 000.

Puisque dans ces deux échelles la base AB correspond à 200 m sur le terrain, dans le premier cas la plus petite division de l'échelle transversale sera égale à $t=\frac{200\text{ m}}{10\cdot 10}=2$ m sur le terrain, et dans le deuxième cas à $t=\frac{200\text{ m}}{5\cdot 10}=4$ m. Les segments ab et kl (fig. 7) pour l'échelle de 1/10 000 correspondront à 468 m et à 356 m sur le terrain.

Dans le cas où l'échelle transversale normale au centième ou au cinquantième est incommode pour l'échelle numérique en question, on construit une échelle transversale ayant une autre base. Par exemple, pour une échelle numérique de 1/2000 la base de 2 cm correspondrait à 2×2000 cm$=40$ sur le terrain. Mais il vaut mieux prendre 2,5 cm comme base, ce qui correspondra à $2{,}5\times$ $\times 2000$ cm$=50$ m sur le terrain.

On admet que 0,1 mm est la plus petite distance visuellement perceptible. *La distance horizontale sur le terrain, correspondant à l'échelle donnée à 0,1 mm sur le plan, est appelée précision*

de l'échelle. Ainsi, pour les échelles de 1/500, 1/1000, 1/5000, 1/10 000, 1/25 000, la précision est respectivement égale à 0,05 m; 0,1 m; 0,5 m; 1,0 m; 2,5 m. Cela signifie que les segments, plus petits, ne seront déjà plus représentés sur le plan à l'échelle donnée. Etant donné les plus petites lignes du terrain qui doivent être représentées sur le plan, on peut déterminer l'échelle nécessaire du plan. Si, par exemple, la plus petite ligne du terrain qui doit être représentée sur le plan, est égale à 0,2 m, il est évident que le plan doit être établi à une échelle de 1/2000. En effet, 0,01 cm sur le plan doit correspondre à 0,2 m sur le terrain ou 1 cm sur le plan — à 2000 cm sur le terrain, et cela veut dire que l'échelle numérique du plan doit être celle de 1/2000.

§ 9. INFLUENCE DE LA COURBURE DE LA TERRE SUR LES DISTANCES HORIZONTALES ET VERTICALES

Adoptons comme forme générale de la Terre une sphère de rayon R (fig. 9) et choisissons sur elle deux points quelconques A et B. Soit: d — la distance entre ces points, et α — l'angle au centre, correspondant à l'arc d. Remplaçons la surface sphérique par un plan lui étant tangent au point A et continuons le rayon OB jusqu'à son intersection avec le plan au point C. Soit $AC=t$ le segment de cette tangente : il y aura donc à la distance horizontale, entre les points A et B, une erreur $\Delta d=t-d$, et à la distance verticale, une erreur $\Delta h=OC-OB$; d'après la fig. 9, $t=R\,\mathrm{tg}\alpha$ et $d=R\alpha$, où l'angle $\alpha=\frac{d}{R}$ (III.1) est exprimé en radians.

D'où on a : $\Delta d=R\,(\mathrm{tg}\alpha-\alpha)$.

Puisque pratiquement d est infiniment petit par rapport à R, l'angle α est si petit, qu'approximativement on peut estimer $\mathrm{tg}\alpha-\alpha=\frac{\alpha^3}{3}$.

Considérant (III.1), on a :

$$\Delta d=R\frac{\alpha^3}{3}=\frac{1}{3}\frac{d^3}{R^2}. \qquad \text{(III.2)}$$

Estimant $R=6371$ km; $d=10$ km, d'après la formule (III.2), on a :

$\Delta d=1$ cm et $\Delta d : d=1 : 1\,000\,000$.

Il en résulte qu'en remplaçant l'arc AB par le segment de la tangente AC, on effectuera une erreur inférieure à 1/1 000 000 de la longueur de cet arc, pour des distances allant jusqu'à 10 km. Une telle

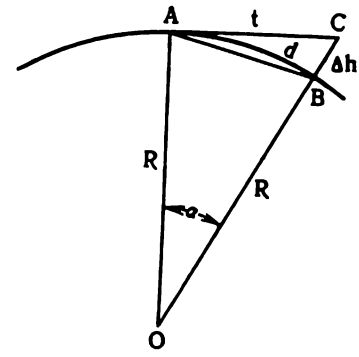


Fig. 9

erreur est admissible même pour des mesures les plus précises. Si l'erreur augmente, Δd croît très rapidement, car elle est proportionnelle au cube des distances.

L'angle $BAC = \frac{1}{2}\alpha$, étant composé par la tangente et la corde. Cet angle étant très petit, on peut estimer le segment Δh comme arc de rayon d. Alors on a :

$$\Delta h = \frac{1}{2}\alpha \cdot d.$$

Remplaçons α par son expression de la formule (III.1), on a:

$$\Delta h = \frac{1}{2} \cdot \frac{d^2}{R}. \qquad \text{(III. 3)}.$$

En donnant, dans la formule (III.3) de différentes valeurs numériques à d, on trouve les valeurs de Δh, indiquées dans la table 1.

Table 1

d (km)	0,5	1	2	3
Δh (cm)	2	8	31	71

A des fins des travaux publics, il est souvent nécessaire de déterminer les altitudes des points de la surface terrestre avec une précision relativement haute, admettant une erreur de 2 cm au maximum pour 1 km. D'où on peut conclure qu'en *mesurant des distances verticales, il faut tenir compte de la sphéricité de la Terre même pour des petites distances horizontales entre les points.*

En se reportant de nouveau à la fig. 2, remarquons que sur le plan horizontal *MN* dans les limites de la surface d'un cercle de 20 km de diamètre, les segments *ab*, *bc*, *cd*... conservent pratiquement la même longueur que sur la sphère. La surface sphérique remplacée par le plan *MN*, les angles compris entre ces segments, ne changent pas pratiquement de valeur. C'est pourquoi toute la figure *abcde* sur la sphère comme sur le plan sera représentée d'une façon identique. Dans ce cas on dit que le galbe du terrain projecté sur le plan dans des limites de la surface d'un cercle de 20 km de diamètre sera représenté sans déformations, pouvant être provoquées par la courbure de la Terre.

§ 10. NOTION DE CARTE. DIFFÉRENCE ENTRE CARTE ET PLAN

Dans le cas où l'on représente sur le plan une grande région, il ne faut pas négliger la courbure de la Terre, mais au contraire, on doit en tenir compte. La projection du galbe à de grandes surfaces s'effectue non pas sur un plan, mais sur une surface sphérique ; dans ce cas les lignes de projection des différents points de la surface terrestre ne sont plus parallèles entre elles, mais comme des lignes se croisant au centre de la sphère.

Puisqu'on ne peut développer la surface sphérique sans pliage et déchirure, le galbe du terrain, projeté sur la surface sphérique, ne peut être transporté sur le papier tout à fait identique, c'est-à-dire sans déformations. Donc le problème consiste non pas à éliminer complètement toutes les déformations ce qui est impossible, mais à les diminuer et à déterminer mathématiquement leurs valeurs pour qu'on puisse d'après les représentations défigurées calculer des valeurs réelles. *On appelle une carte, la représentation réduite de n'importe quelle surface terrestre de dimensions considérables, établie d'après les lois mathématiques connues, compte tenu de la courbure de la Terre.*

En élaborant des cartes, il faut tout d'abord construire le canevas géographique des méridiens et des parallèles, appelé réseau cartographique, à l'intérieur duquel on représente le galbe.

Le réseau cartographique sert de caractéristique extérieure, différentiant la carte d'un plan.

La différence principale entre une carte et un plan consiste en ce qui suit : 1) le plan est la représentation plane des projections de petites parcelles de surface terrestre sur un plan horizontal, la carte étant la représentation des projections de grandes régions de la Terre sur une surface sphérique ; 2) les longueurs, les angles et les surfaces des galbes projectés horizontalement ne sont pas déformés sur le plan tandis que sur la carte, en général, ils sont déformés. En d'autres termes, l'échelle du plan reste constante pour toutes les parties du plan. Sur les cartes, et en particulier sur celles où est représentée toute la Terre ou une grande partie de sa surface, l'échelle varie non seulement dans les différentes parties de la carte, mais aussi en différentes directions, partant d'un seul point.

En général, pendant l'élaboration d'une carte, on considère que la surface de la Terre est représentée d'abord sur un globe de dimension déterminée, puis elle est transportée de la surface du dernier sur le plan.

Le long d'une ou de plusieurs lignes (méridiens, parallèles ou autres) l'échelle d'un canevas de projection est égale à celle du globe, servant de base pour la construction de la carte. Cette

échelle est appelée échelle principale. Dans d'autres parties du canevas les échelles ne seront pas les mêmes. Elles sont appelées échelles secondaires.

Plus la partie de la surface terrestre, englobée par la carte, est petite, plus la carte est proche du plan et il y a moins d'écarts entre les échelles secondaires et la principale. Les cartes géographiques qui englobent de grandes régions, ont d'importants écarts entre les échelles secondaires et la principale ; ces cartes donnent une caractéristique généralisée de la site étant construites à de très petites échelles. Les cartes topographiques, destinées à prendre une connaissance détaillée de la site construites à des échelles beaucoup plus grandes et englobant sur des feuilles indépendantes des régions relativement petites, sont par leur qualité très proches des plans.

L'influence de l'échelle sur le contenu et l'utilisation des cartes est tellement importante qu'il est admis de classifier les cartes d'après leurs échelles, et différentiant les cartes à grande, moyenne et petite échelle. Une telle division est arbitraire.

Les cartes à grande échelle sont appelées topographiques. Ce sont les cartes les plus détaillées représentant le galbe et le relief de la surface terrestre.

§ 11. NOMENCLATURE DES CARTES ET DES PLANS

Pour utiliser avec plus de commodité une carte à plusieurs feuilles chacune d'elles reçoit une immatriculation déterminée, et la disposition des feuilles isolées est indiquée dans un tableau spécial appelé recueil. Le système d'immatriculation des feuilles isolées des cartes est appelée nomenclature des cartes.

De règle, la carte internationale à l'échelle de 1/1 000 000 est prise pour base de nomenclature des cartes à différentes échelles.

La carte est divisée en feuilles : chaque feuille est conçue pour s'étendre sur 6° de longitude et 4° de latitude. Le compte des feuilles numérotées en chiffres arabes de l'Ouest à l'Est, à partir du méridien à 180° de longitude (bandes) et de l'équateur vers les pôles nord et sud, désignées par des lettres majuscules de l'alphabet latin (fig. 10).

La nomenclature d'une feuille se compose de l'indication du rang et de la colonne dans lesquels est disposée la feuille en question ; par exemple, N-37 est la nomenclature de la feuille, sur laquelle se trouve la ville de Moscou.

A une feuille de la carte à l'échelle de 1/1 000 000 correspondent: 4 feuilles de la carte à l'échelle de 1/500 000, désignées par les lettres majuscules de l'alphabet latin A, B, C, D, ajoutées à la nomenclature de la feuille au millionième ; 9 feuilles de la carte à l'échelle de 1/300 000, désignées par les chiffres romains I—IX, placées devant la nomenclature de la feuille au millionième;

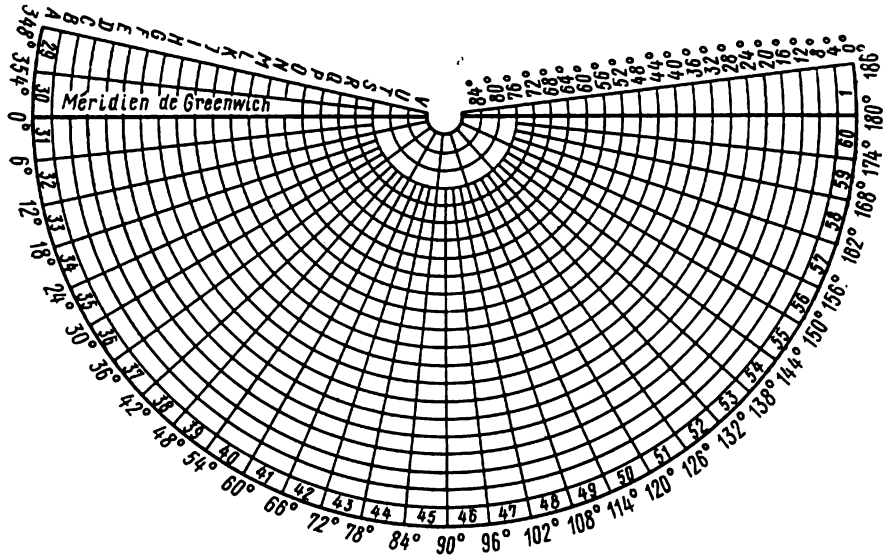


Fig. 10

36 feuilles de la carte à l'échelle de 1/200 000, indiquées par les chiffres romains I—XXXVI, ajoutées à droite de la nomenclature de la millionième feuille ; 144 feuilles de la carte à l'échelle de 1/100 000, désignées par les chiffres arabes 1—144, placées après la nomenclature de la feuille au millionième (fig. 11). D'après ce quadrillage on peut composer la table 2 pour la feuille de la carte N-37 à l'échelle de 1/1 000 000.

La feuille de la carte à l'échelle de 1/1 000 000 sert de base au quadrillage et à la nomenclature des feuilles des cartes à plus grandes échelles. A une feuille de la carte à l'échelle de 1/100 000

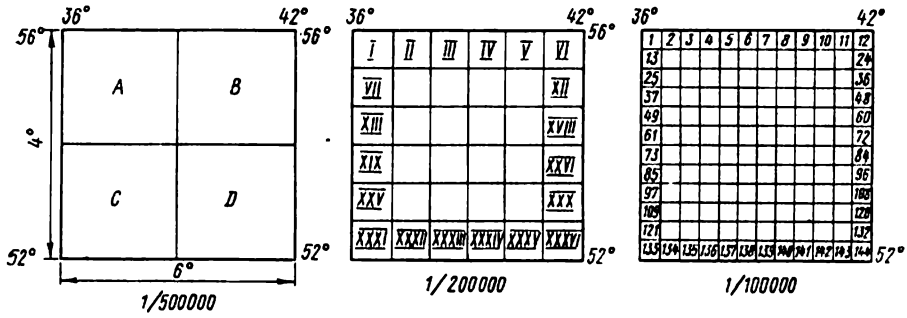


Fig. 11

Table 2

Echelle de la carte	Nb. de feuilles dans une feuille de la carte à l'échelle de 1/1 000 000	Nomenclature de la dernière feuille	Dimension du cadre	
			latitude	longitude
1/500 000	4	N-37-D	2°	3°
1/300 000	9	IX-N-37	1°20′	2°
1/200 000	36	N-37-XXXVI	40′	1°
1/100 000	144	N-37-144	20′	30′

correspondent 4 feuilles de la carte à l'échelle de 1/50 000, qui sont désignées par les lettres majuscules de l'alphabet latin A, B, C, D, ajoutées à la nomenclature de la feuille au 1/1 000 000. Chacune de ces feuilles (fig. 12) a un cadre de 10′ de latitude et de 15′ de longitude. La nomenclature de la dernière feuille, correspondant à la feuille de la carte N-37-144 à l'échelle de 1/100 000, sera N-37-144-D. A une feuille à l'échelle de 1/50 000 correspondent 4 feuilles à l'échelle de 1/25 000 qui sont désignées par les lettres en minuscule de l'alphabet latin a, b, c, d, ajoutées à la nomenclature de la feuille au cinquante millième (fig. 13); à une feuille à l'échelle de 1/25 000 correspondent 4 feuilles à l'échelle de 1/10 000, désignées par les chiffres arabes 1—4, placés après la nomenclature de la feuille au vingt-cinq millième.

Les données de ce quadrillage de la feuille à l'échelle de 1/100 000 en feuilles de plus grandes échelles sont indiquées dans la table 3.

La feuille de la carte à l'échelle de 1/100 000 sert aussi de base au quadrillage et à la nomenclature des feuilles des plans à l'échelle de 1/5000 et 1/2000.

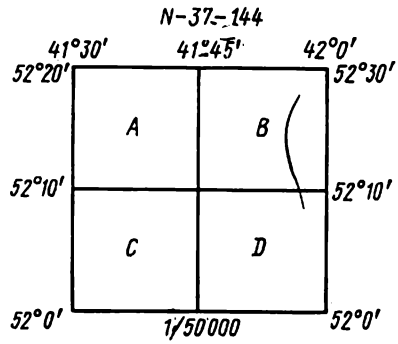


Fig. 12

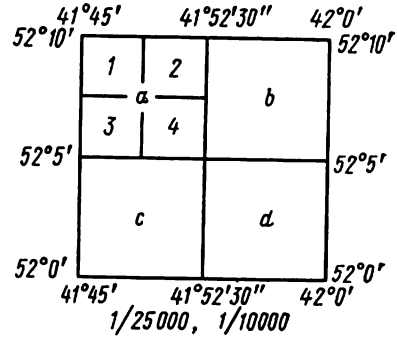


Fig. 13

Table 3

Echelle de la carte	Nb. de feuilles dans une feuille de l'échelle antérieure	Nomenclature de la dernière feuille	Dimension du cadre	
			latitude	longitude
1/100 000	—	N-37-144	20′	30′
1/50 000	4	N-37-144-D	10	15
1/25 000	4	N-37-144-D-d	5	7,5
1/10 000	4	N-37-144-D-d-4	2,5	3,75

A une des feuilles de la carte à l'échelle de 1/100 000 correspondent 256 (16×16) feuilles du plan à l'échelle de 1/5000 qui sont désignées par les chiffres 1, 2, . . ., 256, pris entre parenthèses. Chacune de ces feuilles a un cadre de dimension $\frac{20'}{16} = 1'15''$ de latitude et $\frac{30'}{16} = 1'52'', 5$ de longitude. La nomenclature de la dernière feuille du plan à l'échelle de 1/5000, correspondant à la feuille de la carte N-37-144 à l'échelle de 1/100 000 sera N-37-144-(256).

A une feuille du plan à l'échelle de 1/5000 correspondent neuf feuilles du plan à l'échelle de 1/2000 qui sont désignées par les lettres en minuscule de l'alphabet latin a, b, c, d, e, f, g, h, i, prises entre parenthèses. Chacune de ces feuilles a un cadre de dimension $\frac{1'15''}{3} = 25''$ de latitude et $\frac{1'52'',5}{3} = 37'', 5$ de longitude. La nomenclature de la dernière feuille du plan à l'échelle de 1/2000, correspondant à la feuille N-37-144 (256), sera N-37-144-(256-i).

Les données citées sont indiquées dans la table 4.

Table 4

Echelle de la carte	Nb. de feuilles dans une feuille de l'échelle antérieure	Nomenclature de la dernière feuille	Dimension du cadre	
			latitude	longitude
1/100 000	—	N-37-144	20′	30′
1/5000	256	N-37-144-(256)	1′15″	1′52″,5
1/2000	9	N-37-144-(256-i)	25″	37″,5

§ 12. PROJECTION CYLINDRIQUE ET TRANSVERSALE À ANGLE ÉGAL

La position des points de la surface terrestre sur le globe est déterminée par les coordonnées géographiques à l'aide du réseau gradué et sur la carte, par ces mêmes coordonnées à

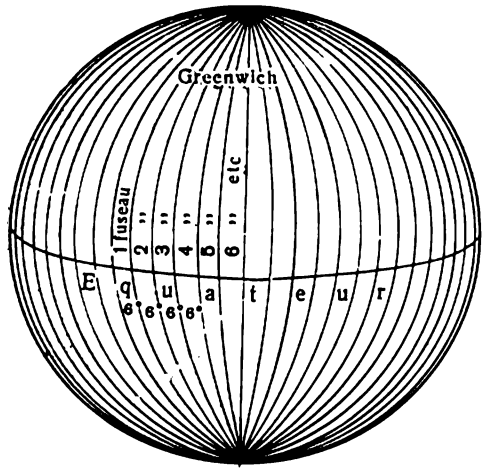


Fig. 14

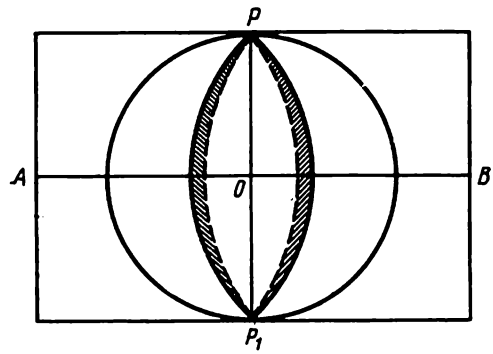


Fig. 15

l'aide du canevas de projection. Dans ce but, on se sert des coordonnées rectangulaires planes. Pour établir une liaison entre les coordonnées géographiques de n'importe quel point de la Terre sur la sphère ou le sphéroïde et entre les coordonnées rectangulaires de ce même point sur le plan, on utilise un procédé de projection particulier de tout le globe terrestre par parties, dits fuseaux ; tout le globe terrestre est ainsi divisé par des méridiens en fuseaux de 3° ou de 6°, s'étendant du pôle nord vers le pôle sud (fig. 14).

La division de la surface du globe terrestre en fuseaux de 6° correspond au quadrillage des feuilles de la carte au millionième. Le compte des fuseaux s'effectue vers l'est à partir du méridien d'origine, passant par Greenwich, et le compte des colonnes — vers l'est à partir du méridien à 180° de longitude, c'est pourquoi le numéro du fuseau pour chaque feuille de la carte au millionième est égal à celui de la colonne moins 30. Ainsi, pour la feuille de la carte au millionième, ayant la nomenclature N-37, le fuseau aura le numéro 7. Il en résulte qu'il est facile de saisir les longitudes des méridiens sur les frontières orientale et occidentale de ce fuseau. La longitude du méridien oriental sera évidemment $6° \times 7 = 42°$, et celle du méridien occidental $42° - 6° = 36°$. Le méridien médiane du septième fuseau a la longitude 39°. Chaque fuseau donné est projeté séparément sur le plan à l'aide d'un cylindre.

Si l'on considère la forme générale de la Terre comme une sphère, le cylindre doit avoir un cercle dans sa coupe transversale. L'axe AB (fig. 15) d'un tel cylindre, passant par le centre 0 de la

sphère, doit être représenté sur le plan de l'équateur terrestre de telle manière que le globe soit tangent au cylindre au méridien médian PP_1 du fuseau en question. Le fuseau déterminé est projeté sur le plan d'un tel cylindre sous condition de conserver l'égalité des angles sur la sphère et sur le cylindre ; puis le cylindre est développé sur le plan. Au résultat, on obtient la représentation en projection sur le plan du fuseau en question. Une telle projection est appelée système de projection cylindrique et transversale à angle égal*, car elle est établie à l'aide d'un cylindre, dont l'axe est disposé transversalement à l'axe terrestre, et dans cette projection les angles du terrain sont représentés sans déformations. Le méridien médian du fuseau est représenté par une droite. Le fuseau entier passe de la sphère sur le plan sous forme quelque peu élargie.

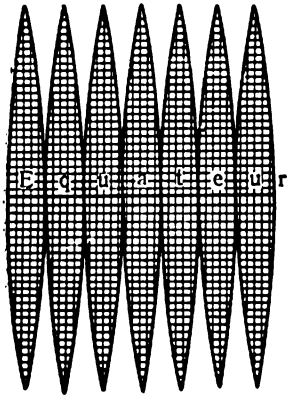
Sur la fig. 15 les pointillés indiquent les frontières du fuseau sur la sphère et le trait continu — leur projection sur le cylindre. Toutes les longueurs des segments sont quelque peu exagérées dans cette projection par rapport à leurs projections horizontales normales ; les déformations des longueurs sont plus grandes que le segment se trouve plus loin du méridien médian du fuseau. Aux frontières des fuseaux dans les limites des latitudes de 30° jusqu'à 70° les erreurs relatives, provoquées par la déformation des longueurs des lignes varient du 1/1000 jusqu'au 1/6000. Lorsque de telles erreurs sont inadmissibles, on a recours aux fuseaux de 3°.

Les cartes de projection cylindrique et transversale conforme ont de différentes déformations des droites aux divers points de la projection mais identiques dans n'importe quelle direction à partir du même point. Un cercle de rayon infiniment petit, pris sur la surface de niveau, sera de même représenté par un cercle dans cette projection. C'est pourquoi l'on dit que la projection envisagée est conforme, c'est-à-dire qu'elle garde la similitude des figures sur la sphère et sur la projection pour des dimensions infiniment petites de ces figures. Ainsi, la représentation du galbe de la surface terrestre dans cette projection est très proche de celles qu'on obtient sur les plans, et près du méridien médian du fuseau elle est pratiquement la même que sur les plans.

Projetant successivement un fuseau après l'autre, on peut représenter toute la surface du globe terrestre dans cette projection (fig. 16). En géographie une telle projection n'a pas de valeur pratique, car elle ne donne pas de représentation continue de toute la surface terrestre, mais avec des coupures s'agrandissant vers les pôles. Mais la valeur de cette projection consiste, *premièrement, en ce qu'elle permet de choisir les systèmes des coordonnées*

---

* Cette projection est appelée aussi système de projection de Gauss.



rectangulaires planes sur toute la surface de la Terre ayant une origine unique des coordonnées pour chaque fuseau en question ; et deuxièmement, qu'elle donne la possibililté de trouver d'après les coordonnées géographiques d'un point quelconque du globe terrestre ou du sphéroïde, les coordonnées rectangulaires de sa représentation et, inversement, d'après les données des coordonnées rectangulaires planes du point dans cette projection, elle permet de calculer les coordonnées géographiques correspondantes sur la sphère ou le sphéroïde.

Fig. 16

§ 13. COORDONNÉES RECTANGULAIRES PLANES

Dans un système de fuseaux l'origine des coordonnées de tous les points du fuseau en question est choisie au point d'intersection du méridien médian du fuseau donné avec l'équateur (fig. 17). La représentation du méridien médian est prise comme axe d'abscicces ; voici pourquoi ce méridien est appelé méridien axial. La représentation de l'équateur terrestre sous forme de droite, perpendiculaire au méridien axial sert d'axe pour les ordonnées.

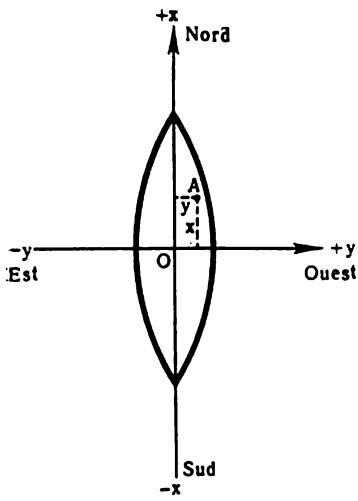


Fig. 17

On compte les abscisses de l'équateur vers les pôles, au sens positif vers le nord, à partir de l'équateur, et au sens négatif vers le sud. Les ordonnées, comptées à partir du méridien axial vers l'est, sont positives et vers l'ouest — négatives.

Pour le point *A* (fig. 17) les coordonnées rectangulaires seront : abscisse *x* et ordonnée *y*. Pour ne pas avoir affaire aux signes différents des ordonnées, celle du méridien médian moyen est prise, en pratique, égale à 500 km. Outre cela, au-devant de chaque ordonnée, on indique aussi le numéro du fuseau dans lequel le point est disposé. Ainsi, par exemple, l'inscription 7 487 230 indiqueque le point se trouve dans le septième fuseau et que son ordonnée exacte *y* est

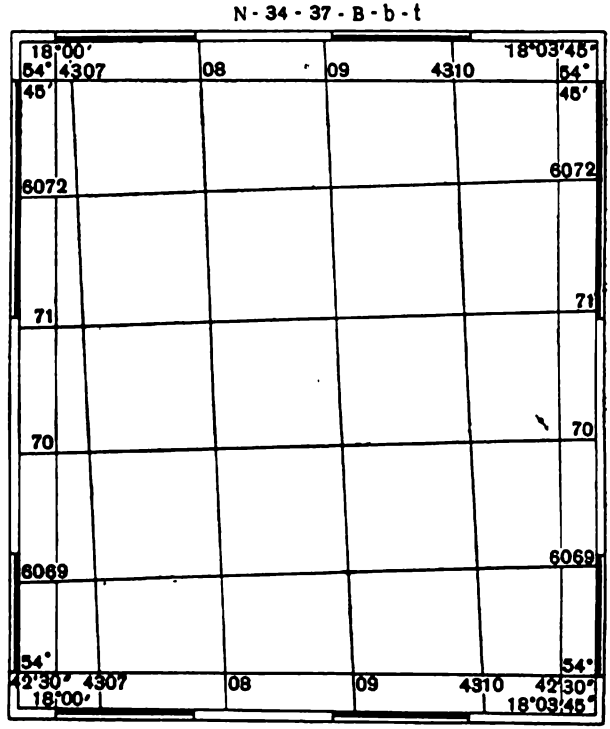


Fig. 18

égale à 487 230—500 000 = —12 770 m. Chaque fuseau a son système de coordonnées rectangulaires planes.

Pour faciliter l'utilisation des coordonnées rectangulaires, on couvre le fuseau d'un quadrillage formé par des droites parallèles aux axes des coordonnées et espacées par un nombre de kilomètres donné. Un tel réseau est appelé réseau kilométrique.

La fig. 18 représente une feuille de carte à l'échelle de 1/10 000, limitée par les méridiens à 18°00′ et 18°03′45″ de longitude et par les parallèles à 54°42′30″ et 54°45′ de latitude, inscrites dans les angles du cadre, tandis que sur le cadre même sont portées des divisions, désignant les minutes des arcs des méridiens et des parallèles. Joignant les points extrêmes des mêmes divisions des minutes des côtés Nord et Sud du cadre, ainsi que les points correspondants des divisions des côtés Ouest et Est, on obtient sur la carte un réseau de méridiens et de parallèles, destiné à déterminer, d'après la carte, les coordonnées géographiques de ses points et à porter les points sur la carte, d'après les coordonnées géographiques.

Sur cette même feuille de la carte est porté le réseau kilométrique des lignes parallèles et perpendiculaires au méridien axial du fuseau en question. Ces lignes sont appelées lignes verticales ou horizontales du réseau kilométrique. La ligne inférieure du réseau, perpendiculaire au méridien axial, porte l'inscription 6 069 ; cela veut dire que tous les points de la ligne en question se trouvent à 6 069 km de l'équateur, sur le méridien axial. L'inscription complète de telles distances n'est effectuée que sur les lignes extrêmes ; sur les lignes intermédiaires sont portés les deux derniers chiffres des distances correspondantes. La première ligne kilométrique, parallèle au méridien axial porte l'inscription 4 307. Le chiffre 4 indique le numéro du fuseau et les trois autres expriment en kilomètres l'ordonnée des points de cette ligne augmentée de 500, c'est-à-dire que son ordonnée est égale à $307-500=-193$ km ; par conséquent, la ligne kilométrique est disposée vers l'ouest à une distance de 193 km du méridien axial du 4e fuseau. Les inscriptions complètes des lignes kilométriques, parallèles au méridien axial ne sont données que sur les lignes extrêmes. A l'aide du réseau kilométrique, on peut déterminer dans le système des fuseaux toutes les coordonnées rectangulaires des points de la carte ou porter ces points sur la carte d'après leurs coordonnées.

Système arbitraire des coordonnées rectangulaires. On détermine souvent la position des points sur le plan par rapport à un système de coordonnées rectangulaires, dont l'origine est choisie arbitrairement. Dans ce cas, le système des coordonnées rectangulaires est composé de deux droites Ox et Oy perpendiculaires (fig. 19), appelées axes de coordonnées: Ox est l'axe des abscisses, Oy, l'axe des ordonnées. Le point O de l'intersection des axes est l'origine des coordonnées. La position d'un point quelconque A dans ce système est déterminée par les segments $Aa_1=x$ (abscisse) et $Aa_2=y$ (ordonnée), parallèles aux axes des coordonnées. Les valeurs des coordonnées x et y sont précédées des signes + ou −. En géodésie la direction de l'axe des abscisses coïncide avec la direction du méridien passant par l'origine des coordonnées. La direction Nord est adoptée comme direction positive de cet axe. Les axes des coordon-

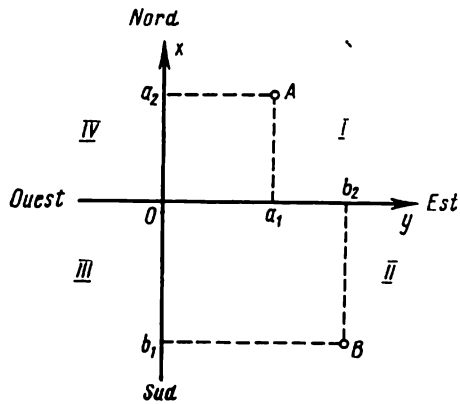


Fig. 19

nées divisent le plan du dessin en quatre parties appelées quartiers: NE, SE, SO, NO; les signes des coordonnées des points disposés dans ces quartiers peuvent être représentés comme dans la table 5.

Table 5

Quartiers / Coordonnées	I NE	II SE	III SO	IV NO
x	+	−	−	+
y	+	+	−	−

Le système des coordonnées rectangulaires employé en géodésie est appelé système droit, car la numération des quartiers et la direction des angles sont comptées dans le sens des aiguilles d'une montre, c'est-à-dire à droite. En géométrie analytique, on utilise le système gauche des coordonnées rectangulaires, dans lequel la numération des quartiers et la direction des angles sont comptées dans le sens inverse ainsi qu'en trigonométrie.

Il est facile de voir que pour les coordonnées des points de quartiers homonymes des deux systèmes, les signes coïncident. Cela permet d'utiliser les formules trigonométriques, indépendamment du système dans lequel s'effectuent les calculs.

CHAPITRE IV

ORIENTATION

§ 14. ORIENTATION DES ALIGNEMENTS

Orienter un alignement c'est déterminer sa direction par rapport à un méridien.

Imaginons une ligne verticale en un point donné de la surface terrestre; le plan, passant par cette ligne verticale et l'axe de rotation de la Terre est appelé plan géographique ou méridien vrai en un point donné.

La direction du méridien vrai au point donné est déterminée à l'aide d'observations astronomiques et la direction du méridien magnétique, à l'aide de l'aiguille aimantée placée sous l'effet du magnétisme terrestre dans la direction du méridien magnétique. L'extrémité de l'aiguille, dirigée vers le pôle Nord de la Terre est appelée boréale, l'autre, qui est dirigée vers le Sud, est appelée australe. Le méridien magnétique au point donné de la surface terrestre, en général, ne coïncide pas avec le méridien vrai; l'angle compris entre eux est appelé déclinaison magnétique de l'aiguille.

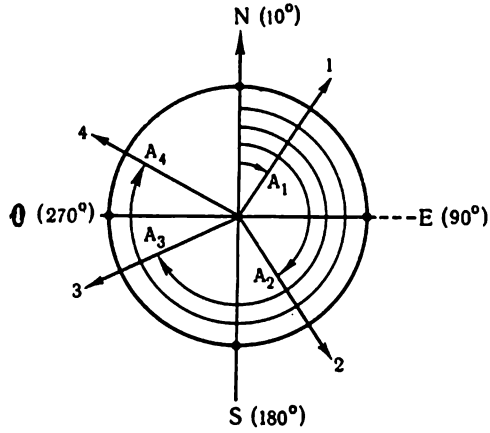


Fig. 20

La déclinaison est orientale ou occidentale suivant l'extrémité boréale de l'aiguille aimantée qui dévie vers l'Est ou l'Ouest du méridien géographique.

Les angles, appelés azimuts, gisements et rhumbs, servent à l'orientation des alignements.

Azimuts. On appelle azimut un angle horizontal compté à partir de la direction boréale du méridien dans le sens des aiguilles d'une montre jusqu'à la direction de l'alignement donnée ; les azimuts peuvent avoir des valeurs de 0 jusqu'à 360°. L'azimut est vrai, s'il est compté à partir du méridien vrai, et magnétique, s'il est compté à partir du méridien magnétique.

Soit la ligne NS (fig. 20) qui est la direction du méridien au point *M* (vrai ou magnétique), OE, la direction perpendiculaire au méridien. La direction *ME* indiquera alors l'Est et la direction *MO*, l'Ouest. (Le centre *M* n'est pas indiqué sur la fig. 20).

Examinons la projection des alignements d'un terrain *M1*, *M2*, *M3* et *M4* sur une surface horizontale. Les angles horizontaux A_1, A_2, A_3 et A_4 représenteront les azimuts de ces alignements. Si NS

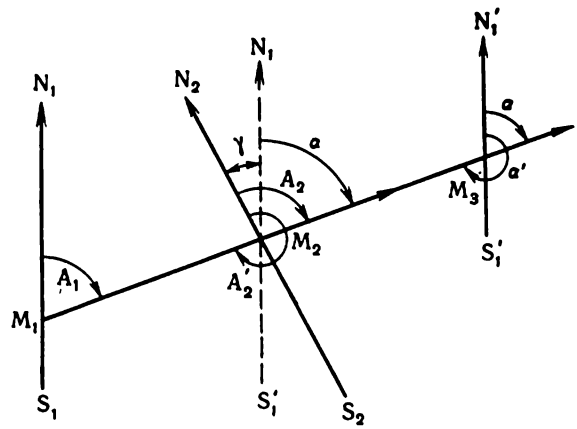


Fig. 21

est le méridien vrai, les azimuts de ces alignements seront aussi des azimuts vrais. Si NS est le méridien magnétique, ces angles seront des azimuts magnétiques.

Les méridiens aux différents points de la Terre n'étant pas parallèles entre eux, l'azimut du même alignement en divers points n'est pas le même. Ainsi, pour la ligne M_1, M_2 (fig. 21) l'azimut au point M_1 est égal à A_1 ; au point M_2, à A_2. L'azimut A_2 diffère de l'azimut A_1 d'une valeur d'angle γ entre les méridiens de ces points. Cet angle est appelé r a p p r o c h e m e n t des méridiens.

On peut facilement se le représenter, si l'on mène par l'un des points donnés une ligne, parallèle au méridien d'un autre point. Sur la fig. 21 l'angle γ est représenté comme l'angle compris entre le méridien N_2S_2 du point M_2 et la ligne $N_1'S_1' \| N_1S_1$.

Comme on le voit sur la figure,

$$A_2 - A_1 = \gamma.$$

Si les points M_1 et M_2 sont proches, on peut prendre $\gamma = 0$, d'où $A_2 = A_1$, et on peut envisager les méridiens aux points correspondants comme parallèles.

L'azimut de direction donnée est appelé a z i m u t d r o i t, et celui de direction opposée, a z i m u t i n v e r s e.

Pour la droite M_1M_2 (fig. 21), A_1 et A_2 sont des azimuts droits de cette ligne en ses différents points ; A'_2 est un azimut inverse de cette même droite au point M_2.

D'après la fig. 21, on a :

$$A'_2 = A_1 + 180° + \gamma \qquad \text{(IV.1)}$$

et

$$A'_2 = A_2 + 180°. \qquad \text{(IV.2)}$$

Les azimuts droit et inverse d'une même ligne en ses différents points diffèrent entre eux de 180° + γ ; les azimuts droit et inverse de la ligne donnée en un même point se distinguent de 180°.

G i s e m e n t s. Les gisements sont utilisés en géodésie pour orienter les alignements par rapport au méridien axial ou à une direction lui étant parallèle. Si, sur la fig. 21, on considère le méridien N_1S_1 au point M_1 comme méridien axial dans une projection cylindrique et transversale conforme, la ligne N_2S_2 comme méridien vrai au point M_2, et la ligne $N'_1S'_1$, parallèle à N_1S_1, comme l'une des lignes verticales du réseau kilométrique (fig. 18), A_2 représentera alors l'azimut vrai, et α, le gisement de l'alignement M_1M_2 au point M_2 ; *le gisement est compté de la direction boréale du méridien axial ou de la ligne, lui étant parallèle, dans le sens des aiguilles d'une montre jusqu'à la direction de l'alignement donné dans les limites de 0 à 360°. D'après la figure on voit que :*

$$A_2 - \alpha = \gamma. \qquad \text{(a)}$$

La différence entre l'azimut vrai et le gisement d'un alignement quelconque à un point donné est égale au rapprochement du méridien vrai avec le méridien axial du fuseau.

De la formule (a), on a :

$$A_2 = \alpha + \gamma. \qquad \text{(IV.3)}$$

Sur la fig. 21, le point M_2 avait été pris à l'Est du méridien axial. Si le point M_2 se trouve à l'Ouest du méridien axial N_1S_1 (fig. 22), on aura :

$$A_2 = \alpha - \gamma.$$

Mais le rapprochement des méridiens pour les points, disposés à l'Ouest du méridien axial, est généralement donné par une valeur négative. La formule (IV.3) sera alors commune pour les deux cas.

Contrairement à l'azimut A, le gisement α (fig. 21) d'une même droite en ses divers points reste constant ; au point M_3 il sera le même qu'au point M_2.

Sur de petits terrains, lorsqu'on peut négliger la valeur γ, les méridiens vrais et magnétiques aux divers points sont considérés comme parallèles entre eux ; l'un d'eux, avec lequel on fait coïncider l'axe des abscisses des coordonnées rectangulaires d'un système arbitraire, est considéré comme méridien axial. Dans ce cas les directions des alignements sont déterminées par les gisements, par exemple, le gisement α de direction donnée M_1M_3. L'angle compté dans le sens inverse, par exemple α' de direction M_3M_1, prend le nom d'o r i e n t e m e n t*.

D'après la figure 21, on a :

$$\alpha' = \alpha + 180°.$$

L'orientement est égal au gisement direct plus de 180°. Cette formule est commune pour tous les cas. En pratique, dans les cas où $\alpha > 180°$ (comme sur la fig. 22), il est plus commode d'utiliser la formule :

$$\alpha' = \alpha - 180°.$$

Soit, par exemple, $\alpha = 300°30'$. On aura $\alpha' = 300°30' + 180° = 480°30'$ ou $\alpha' = 480°30' - 360° = 120°30'$. D'après la dernière formule cette même réponse est obtenue plus simplement :

$$\alpha' = 300°30' - 180° = 120°30'.$$

---

* L'orientement est un angle compté dans le sens inverse des aiguilles d'une montre. — N o t e d u r é d a c t e u r.

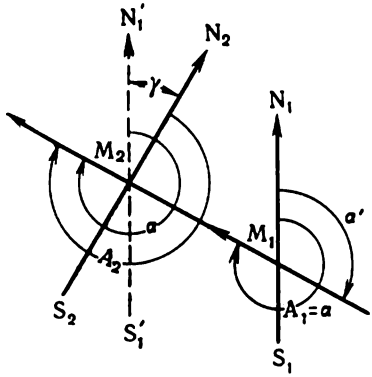


Fig. 22

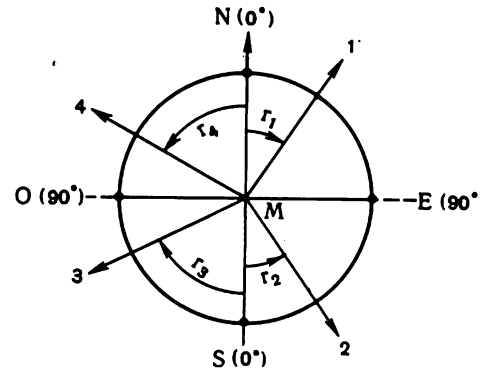


Fig. 23

Rhumbs. En pratique il est parfois plus commode de déterminer la direction des alignements par des angles aigus. Dans ces cas on utilise les rhumbs. *On appelle rhumb l'angle horizontal aigu, évalué à partir de la direction la plus proche du méridien (boréal ou austral) jusqu'à la direction donnée.* Les rhumbs ne peuvent avoir des valeurs que dans les limites de 0 jusqu'à 90°. Sur la fig. 23 sont représentés les rhumbs des quatre lignes *M*1, *M*2, *M*3 et *M*4 dont les directions avaient été déterminées par les azimuts sur la fig. 20. *Pour définir la direction de l'alignement donné par rapport au méridien à l'aide d'un rhumb, il faut indiquer outre la valeur numérique du rhumb, le quartier dans lequel passe l'alignement.* Ainsi, les droites *M1*, *M2*, *M3* et *M4* ont respectivement les rhumbs NE: r_1, SE: r_2, SO: r_3, NO: r_4. Selon que les rhumbs sont évalués à partir du méridien magnétique ou vrai, on les appelle respectivement rhumbs magnétiques ou rhumbs vrais.

En comparant les fig. 20 et 23, on voit que pour les alignements de direction NE, l'azimut A_1 est égal numériquement au rhumb r_1. Pour les alignements de direction SE, l'azimut et le rhumb constituent en somme 180°. Si la droite passe dans le quartier SO, son azimut sera de 180° plus grand que le rhumb et, enfin, pour les droites allant dans la direction NO, l'azimut et le rhumb constituent en somme 360°. Ces rapports permettent de traduire les azimuts en rhumbs et vice versa. Par exemple, si l'azimut de la droite $A=215°$, son rhumb est égal à $A-180°=215°-180°=35°$, et sa direction est SO. Si l'azimut de la droite $A=100°$, son rhumb est égal à $180°-A=180°-100°=80°$, et sa direction est SE, etc...

Si, sur la fig. 20, on considère le méridien NS comme méridien axial ou bien comme une droite, parallèle au méridien axial du fuseau donné, les angles A_1, A_2, A_3 et A_4 représenteront les angles des alignements M_1, M_2, M_3 et M_4 et doivent être désignés respectivement par α_1, α_2, α_3 et α_4. Dans cette condition, on pourra trouver,

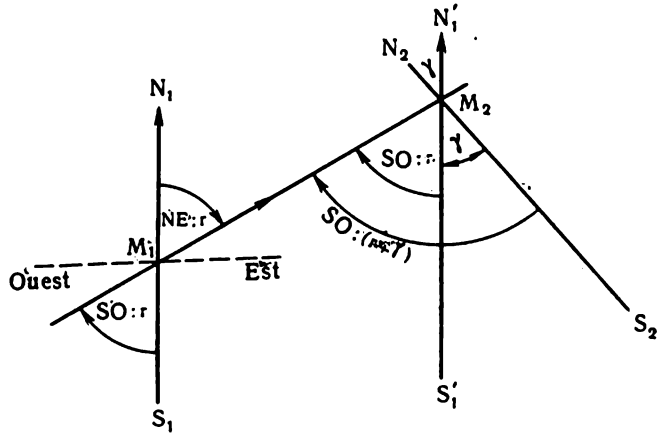


Fig. 24

sur la fig. 23, les rhumbs qui leur correspondent, et qu'on appelle rhumbs axiaux.

Le rhumb au point M_1 de l'alignement M_1M_2 (fig. 24) de direction donnée est le rhumb en sens direct, et vice versa. Les rhumbs en sens direct et inverse au même point d'un alignement donné sont égaux mais portent les signes des quartiers opposés. Les rhumbs en sens direct et inverse aux différents points d'un alignement donné portent des signes des quartiers opposés, leur différence étant égale au rapprochement des méridiens à ces points. Les rhumbs axiaux en sens direct et inverse aux points différents d'un alignement donné sont égaux et portent les signes des quartiers opposés. Par exemple, le rhumb NE : r de l'alignement M_1M_2 au point M_1 est un rhumb en sens direct ; l'angle SO : r étant un rhumb en sens inverse au même point. Le rhumb en sens inverse au point M_2 du même alignement donné, sera le même angle SO : r, s'il est axial et le rhumb SO : $(r+\gamma)$, s'il est vrai ou magnétique.

§ 15. RAPPORT ENTRE LES AZIMUTS MAGNÉTIQUES ET VRAIS

Pour passer de l'azimut magnétique au vrai, il faut connaître la valeur et la direction (orientale ou occidentale) de la déclinaison de l'aiguille aimantée. La valeur de la déclinaison magnétique pour un point donné peut être obtenue à la plus proche station météorologique d'après la carte topographique ou d'après une carte spéciale des déclinaisons. Si A (fig. 25) est l'azimut vrai de la droite MN, A_M est son azimut magnétique, et

δ_E une déclinaison orientale de l'aiguille aimantée se trouvant en position *M1*, par exemple, on a :

$$A = A_M + \delta_E ;$$

la déclinaison étant occidentale, l'aiguille se place dans la position *M2*, et on a :

$$A = A_M + \delta_O .$$

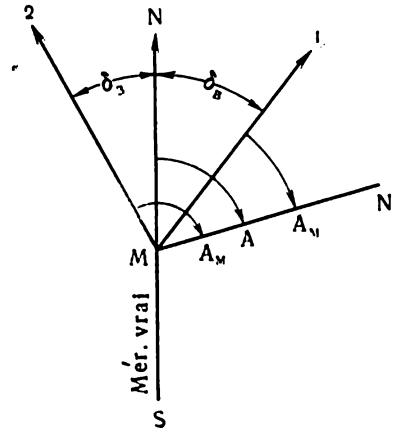


Fig. 25

Si l'on convient de considérer la déclinaison orientale comme positive et la déclinaison occidentale comme négative, on obtiendra dans les deux cas :

$$A = A_M + \delta . \qquad \text{(IV.4)}$$

L'azimut vrai est égal à l'azimut magnétique y compris la déclinaison de l'aiguille magnétique.

La valeur de la déclinaison magnétique est différente en divers points de la surface terrestre et ne reste pas constante dans un même lieu. On distingue des variations de déclinaison diurnes, annuaires et séculaires.

Les variations de déclinaison diurnes ne dépassent pas 15′ dans les latitudes moyennes de l'U.R.S.S. Les variations séculaires atteignent 22°, 5 dans une période de 500 ans. Il y a des lieux où il est tout à fait impossible de se servir d'une boussole. Ce sont les lieux d'anomalies magnétiques, où l'on observe d'importantes variations de déclinaison locales.

Une aiguille aimantée pendue librement à son centre de gravité, ne reste pas horizontale, mais l'une de ses extrémités dévie vers le bas (boréale, dans l'hémisphère boréal et australe, dans l'hémisphère austral), formant avec le plan horizontal un certain angle, appelé inclinaison magnétique de l'aiguille. L'inclinaison est différente dans les différents points de la Terre et ne reste pas constante dans un même lieu, subissant, identiquement à la déclinaison, des variations séculaires et diurnes.

§ 16. RAPPROCHEMENT DES MÉRIDIENS

Dans une carte en projection cylindrique et transversale conforme, les directions des alignements sont déterminées par les gisements. Pour passer des gisements aux azimuts vrais, d'après

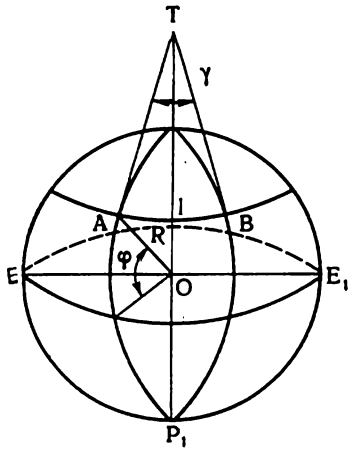


Fig. 26

les formules données dans le § 14, il faut connaître le rapprochement des méridiens.

On peut trouver approximativement le rapprochement des méridiens de la manière suivante. Considérons la forme générale de la Terre comme un globe de rayon $R=6371$ km (fig. 26). Sur une parallèle quelconque de latitude φ prenons deux points A et B, dont la distance linéaire entre eux est, par exemple, de l km. Représentons-nous aux points A et B des tangentes aux méridiens, passant par ces points. Ces tangentes sont appelées l i g n e s d u m i d i. L'angle γ, compris entre les tangentes, représentera le rapprochement des méridiens des points A et B. Pour les points A et B, disposés dans les limites d'un fuseau quelconque, l'angle γ est si petit que la distance l peut être représentée comme l'arc de rayon AT. L'angle γ exprimé en radians, sera alors :

$$\gamma = \frac{l}{AT}.$$

Mais

$$AT = R \operatorname{tg}(90° - \varphi) = R \operatorname{ctg} \varphi = \frac{R}{\operatorname{tg} \varphi},$$

par conséquent,

$$\gamma = \frac{l}{R} \operatorname{tg} \varphi.$$

Comme un radian vaut 3438′, le rapprochement des méridiens, exprimé en minutes, sera égal à :

$$\gamma' = \frac{l}{R} \operatorname{tg} \varphi \cdot 3438'.$$

Remplaçant R par sa valeur, on aura :

$$\gamma' = 0{,}540\ l_{\text{km}} \cdot \operatorname{tg} \varphi. \qquad \text{(IV.5)}$$

Si $l_{\text{km}} = 1$, on aura :

$$\gamma' = 0{,}540 \operatorname{tg} \varphi. \qquad \text{(IV.5′)}$$

Approximativement le rapprochement des méridiens sur un kilomètre (exprimé en minutes) est égal à la moitié de la tangente de la latitude du lieu.

Soit, par exemple, $\varphi = 55°46'$. D'après la formule (IV.5') on obtiendra $\gamma = 0'.8$.

Le cas échéant, en déterminant la direction, une erreur de 1' peut être admissible. Aussi peut-on négliger le rapprochement de 1 km des méridiens, puisque à une telle distance, les méridiens peuvent être envisagés, aux points correspondants, parallèles.

CHAPITRE V

SIGNES CONVENTIONNELS DES PLANS ET DES CARTES

§ 17. LECTURE DES PLANS ET DES CARTES

Pour montrer sur les plans et les cartes les différents objets du terrain, on emploie des signes conventionnels. Ces signes doivent donner une représentation claire et exacte du terrain et contribuer à la compréhension du plan ou de la carte. Afin de pouvoir lire un plan ou une carte, on donne à ces signes une désignation qui rappelle autant que possible la forme et le caractère des objets représentés du terrain. Savoir lire un plan ou une carte signifie savoir comprendre le terrain représenté d'après les signes conventionnels. Le contenu des plans et des cartes est complété par l'inscription de certains objets, par exemple, cours d'eau, mers, agglomérations, etc.

Les exercices de lecture des cartes et des plans et la résolution de différents problèmes d'après eux constituent la partie la plus importante de la formation géodésique de l'ingénieur des travaux publics.

§ 18. SIGNES CONVENTIONNELS

On dessine les plans et les cartes en employant les signes conventionnels, envisagés pour l'échelle donnée.

On divise les signes conventionnels en signes d'échelles et en signes hors d'échelles. Les premiers sont des signes conventionnels qui représentent les particularités du terrain en tenant compte de l'échelle du plan ou de la carte. D'après le plan ou la carte, on peut déterminer à l'aide d'un tel signe, non seulement la disposition de l'objet, mais aussi ses dimensions. Si, à l'échelle donnée, on ne peut pas représenter l'objet à cause de sa petitesse, on utilise un signe conventionnel hors d'échelle.

82°00'
Ravin Krivoi
Poretchie
Village
Minoterie
Ecole
Ecole
Gare
Novy
Riv. Bolchala
PANORAMA DU TERRAIN REPRÉSENTÉ SUR LA CARTE A L'ÉCHELLE DE 1/100000
Poretchie
Novy
Pente douce
Pente abrupte
Ravin profond
Rive droite abrupte
Rivière Bolchala et son terrain inondable
Rive basse gauche de la rivière

Fig. 27

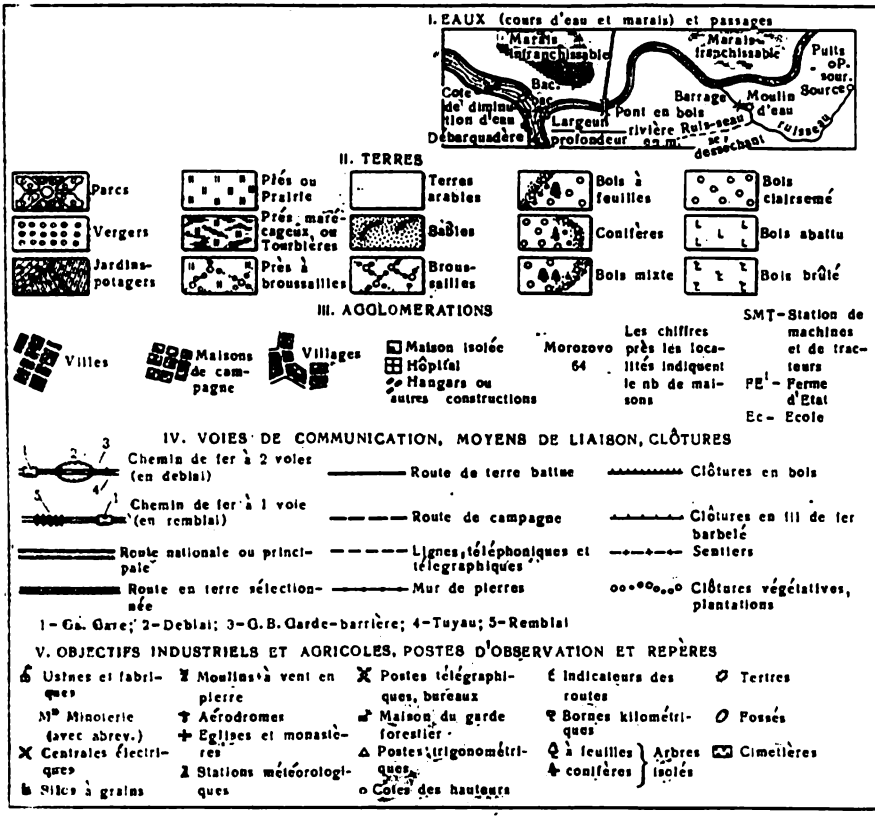


Fig. 28

Les objets, représentés par de tels signes conventionnels, occupent sur le plan beaucoup plus de place qu'il ne le faut d'après l'échelle.

Ces derniers ont une grande application sur les cartes. Les chemins de fer et les routes, par exemple, sont presque toujours représentés sur les cartes par des signes conventionnels hors d'échelle, c'est-à-dire l'axe de la route est porté en pleine conformité avec la position de sa projection horizontale dans la nature, mais la largeur de la route est montrée quelque peu agrandie.

Sur les cartes et les plans modernes le relief du terrain, de règle, est représenté par des courbes de niveau, près desquelles on place parfois des hachures (voir § 7). La plus grande partie des inscriptions sur le plan et la carte topographique sont effectuées parallèlement aux cadres inférieur et supérieur. Les inscriptions des cours d'eau, ainsi que des faîtes montagneux se font le long de leurs directions. Les cotes des courbes de niveau sont portées à

leur coupure de telle manière que le haut du chiffre soit dirigé du côté de l'élévation du flanc du terrain.

La mise au point des cartes s'effectue à l'aide de couleurs. Avec de la couleur jaune-verte, on trace le galbe des réservoirs d'eau (lacs, cours d'eau, étangs) et on couvre de hachures les marais, les terrains salifères et les terres marécageuses ; en couleur marron sont montrés le relief et les sables ; en noir, tous les autres objets locaux, ainsi que les inscriptions. Les surfaces des réservoirs d'eau sont colorées en couleur bleuâtre pour les eaux douces et en lilas, pour les eaux salées et eaux salées amères.

On peut voir, sur les figures 27 et 28, une partie de la feuille d'une carte à l'échelle de 1/100 000. Les signes conventionnels représentés sur la carte, sont les plus importants pour celle-ci. Le panorama du terrain fait partie de la carte.

CHAPITRE VI

RELIEF DU TERRAIN ET SA REPRÉSENTATION

§ 19. PROCÉDÉS DE REPRÉSENTATION DU RELIEF SUR LES PLANS ET LES CARTES

Pour représenter le relief sur les plans et les cartes, lorsque la précision de représentation est la plus importante, on utilise le procédé des courbes de niveau.

Courbes de niveau. La courbe de niveau sur le terrain peut être considérée comme la trace créée par l'intersection de la surface de l'eau avec la surface physique de la Terre sur le terrain représenté. Le meilleur exemple de la courbe de niveau sur le terrain peut fournir la ligne riveraine de l'eau morte.

Représentons-nous qu'un mamelon quelconque est complètement immergé et le niveau d'eau a la cote 100 m par rapport à un certain niveau conventionnel. Supposons à présent que le niveau de l'eau est tombé de 5 m et une partie du mamelon s'est découverte. Le nouveau niveau de l'eau sera maintenant de 95 m. La trace, créée par l'intersection de ce niveau avec la surface du mamelon, représentera la 95e parallèle sur le terrain. Il est évident que c'est une certaine courbe fermée. Sa forme dépend de celle du mamelon. La représentation amoindrie de la projection horizontale de cette courbe représentera la courbe de niveau correspondante sur le plan. Supposons que le niveau de l'eau tombe encore de 5 m, on obtient la représentation de la courbe de niveau suivante, de la 90e, etc. De ce fait, on a sur le plan une série de courbes fermées (fig. 29), d'après la forme et la disposition desquelles on peut juger de la forme du mamelon. La différence des hauteurs de deux courbes de niveau successives est appelée hauteur de section. Selon

l'échelle, le caractère du relief et la destination du plan (ou de la carte), les hauteurs de section sont adoptées comme étant égales à 1, 2, 5, 10 m, etc.

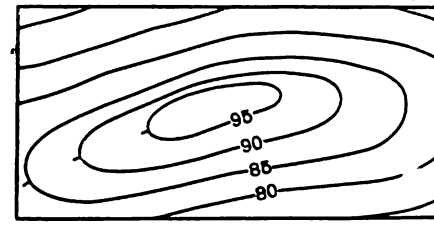


Fig. 29

Plus la hauteur de section sera petite, plus le travail du levé du relief doit être précis.

Lors d'une représentation détaillée d'un relief peu accidenté, on admet des intervalles fractionnaires entre les parallèles, par exemple, 0,2 ; 0,25 ; 0,5 m.

Hachures. Ce sont les traits conventionnels concrétisant très bien la représentation du relief, mais en défaut de sa précision. On les met. courts et presque parallèles entre eux, perpendiculairement aux courbes de niveau. Les hachures sont d'autant plus minces et plus serrées que le terrain est plus raide.

On ne les emploie pas aux travaux publics parce que ce procédé ne permet pas de représenter convenablement le terrain à mesurer.

Pointillé. Afin de représenter le relief sur les cartes à petite échelle, parfois on a recours au pointillé : le relief est représenté à l'aide des points de dimensions différentes.

Matière plastique en couleur. Ce procédé est expressif et dynamique, le relief est représenté en plusieurs couleurs le choix desquelles dépend de l'altitude du terrain.

Plus bas, on examinera seulement le procédé des courbes de niveau le plus apte aux travaux du génie.

§ 20. REPRÉSENTATION DES FORMES GÉOMÉTRIQUES PAR DES COURBES DE NIVEAU

Sur la surface de la Terre on peut toujours trouver des formes rappelant les corps géométriques les plus simples. Envisageons maintenant comment elles sont représentées par des courbes de niveau.

Prenons un cône rond droit (fig. 30). Coupons-le par des plans horizontaux, menés à des distances égales l'un de l'autre. Les courbes d'intersections ainsi obtenues sont les courbes de niveau. En effectuant leurs projections par des lignes verticales sur le plan horizontal *MN*, on obtient des cercles concentriques équidistants. Si la base du cône était non pas un cercle, mais une ellipse, on obtiendrait sur le plan des courbes de niveau sous forme d'ellipses. Un cône oblique sera représenté en courbes de niveau par des cercles excentriques ou par des ellipses selon que la directrice du cône est un cercle (fig. 31) ou une ellipse. La distance entre les courbes de niveau étant la même en hauteur pour

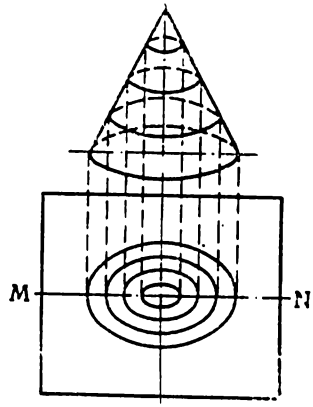


Fig. 30

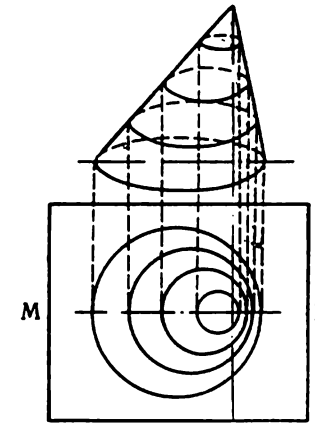


Fig. 31

une figure donnée, la distance horizontale entre les courbes de niveau successives sur le plan caractérise évidemment le degré d'obliquité de la surface latérale du cône ou bien l'inclinaison de la pente sur le terrain. L'obliquité de la surface latérale d'un cône rond droit étant partout la même, les distances horizontales entre les cercles concentriques sur le plan sont aussi partout les mêmes. L'obliquité de la surface latérale d'un cône oblique n'étant pas la même, les courbes de niveau sur le plan sont plus proches ou plus éloignées l'une de l'autre. Plus la surface latérale du cône est inclinée, plus les courbes de niveau sont proches l'une de l'autre, et au contraire, plus la surface latérale décline, plus les courbes de niveau se trouvent espacees. La surface de l'hémisphère sera représentée sur le plan en courbes de niveau par des cercles concentriques qui se rapprochent. La surface oblique est représentée par des droites parallèles équidistantes.

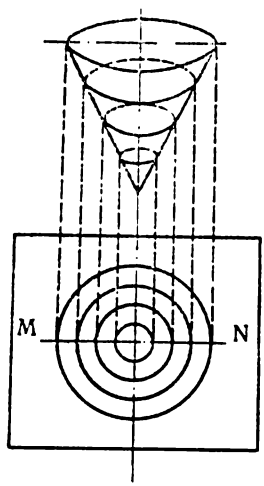


Fig. 32

Si on retourne le cône ou l'hémisphère, le sommet en bas, on obtient un creux en forme d'entonnoir (fig. 32) ou de coupe. Les traces de section de ces surfaces par des plans horizontaux sont identiques à celles des formes convexes correspondants ; c'est pourquoi le plan en courbes de niveau des bosses et des creux de même configuration est le même.

C'est le défaut des courbes de niveau. Pour distinguer les bosses des creux, les courbes de niveau sont pourvues de hachures et d'inscriptions, comme il a été déjà dit.

§ 21. ELEMENTS DU RELIEF DE LA SURFACE TERRESTRE

Le relief de la surface terrestre est très varié.

On distingue les formes principales du relief : plaine, montagne, bassin ou cuvette, faîte, vallée et selle.

La plaine a une forme plane. Si la hauteur des plaines au-dessus du niveau de l'océan ne dépasse pas 200 m, ces plaines sont appelées terrains bas ou plaines basses. Les plaines se trouvant à plus de 200 m au-dessus du niveau de l'océan sont appelées plaines élevées ou plateaux. La convexité de la surface terrestre, rappelant un ballon ou un cône, est appelée montagne ou mamelon selon sa hauteur. Le mamelon est une élévation qui se trouve à une hauteur de 200 m maximum au-dessus du terrain environnant (fig. 33, *a*).

Dans une montagne on distingue le sommet, les versants et le pied. Le sommet d'une montagne est appelé plateau, s'il est plat, et pic, s'il est pointu. La surface latérale d'une montagne est appelée versant ou pente. Les versants peuvent être à pente faible, déclive ou forte. Les pentes faibles sont inclinées sous un angle de 5° maximum par rapport à l'horizon ; les pentes déclives — de 5 jusqu'à 20° et les pentes fortes — de 20 jusqu'à 45°. Un versant à pente très forte et abrupte est appelé versant vertical ou pente raide (fig. 33, *b*). Un haut versant vertical est appelé falaise. La surface sur le versant de l'élévation est appelée gradin ou terrasse (fig. 33, *b*). Le pied de la montagne représente la ligne du passage de sa surface latérale sur le terrain environnant.

A la montagne qui est une configuration convexe de la surface terrestre, correspond une configuration abaissée représentant un bassin en forme de ballon ou une cuvette (fig. 33, *c*).

La surface latérale du bassin est appelée pente et son point le plus bas, le fond. La ligne du passage de la surface latérale du bassin sur le terrain environnant est appelée bord.

Des formes abaissées du relief la plus courante est la vallée qui représente une entaille de la surface terrestre ayant un fond incliné dans une direction (fig. 33, *d*). La vallée est la dépression du terrain due, en général, à un cours d'eau. Les pentes de la vallée se croisent formant la ligne appelée axe de la vallée ou ligne de cours d'eau.

L'eau de pluie, tombant sur les pentes de la vallée, s'écoule vers son axe en formant un cours d'eau. L'axe de la vallée sert de lit d'une rivière ou d'un ruisseau.

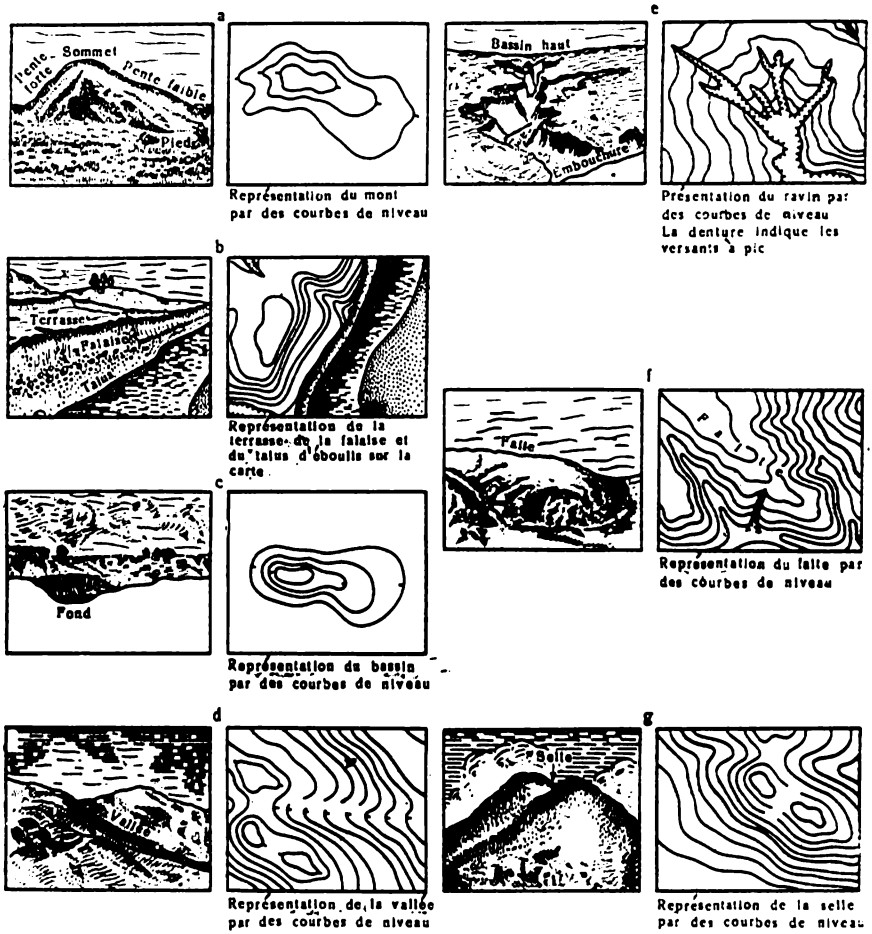


Fig. 33

Une vallée encaissée à pentes fortes est appelée r a v i n (fig. 33, *e*) ou g o r g e (dans les montagnes).

Sous l'influence des eaux printanières, des averses et parfois des sources et des fontaines le ravin s'agrandit de l'embouchure vers le haut, s'inclinant par son sommet toujours plus loin dans le terrain environnant. L'eau de pluie, tombant sur les pentes du ravin, les délave et crée d'abord de petits fossés, puis des fondrières et à la fin des ravins ; par conséquent, dans le ravin principal se créent des petits ravins latéraux. Les ravins à versants et à fond découverts sont appelés r a v i n s e n f o r m a t i o n.

Les ravins dont les versants et le fond sont couverts de

végétation sont appelés ravins fixés : la végétation, fixant la terre, arrête l'agrandissement de tels ravins.

La configuration convexe de la surface terrestre, contraire au ravin, qui s'affaiblit peu à peu dans une direction, est appelée faîte (fig. 33, *f*). Généralement, deux ravins sont séparés l'un de l'autre par un faîte plus ou moins important. La ligne d'intersection de ses versants est appelée axe de faîte, ligne de faîte ou de partage des eaux. Les versants ont une surface ondulée, c'est pourquoi la ligne de faîte est en général ondulée. Cette ligne passe par les points les plus hauts du faîte. Si les versants se croisent sous un angle aigu, le sommet du faîte est appelé arête.

Les points les plus bas de la ligne de faîte sont appelés cols. Ils servent généralement de voies de communication entre les versants opposés du faîte. Dans les cols, la configuration de la surface terrestre a généralement la forme d'une selle de cheval et est appelée selle (fig. 33, *g*).

§ 22. DÉTERMINATION DES FORMES DU TERRAIN D'APRÈS LES COURBES DE NIVEAU

Soient les courbes de niveau fermées (fig. 34). Il n'est pas difficile alors de s'assurer que les courbes de niveau, relevées sur le plan, représentent un mamelon. En effet, si du point *M* on se déplace dans n'importe quelle direction, on descendra petit à petit, en coupant successivement les courbes de niveau 20, 18, 16, 14, etc. Le point *M* est le sommet du mamelon. Les courbes de niveau fermées à cotes croissantes à partir de *M* (fig. 35) indiquent que la surface terrestre crée un creux dans ce point ; c'est-à-dire une configuration inverse au mamelon.

Admettons maintenant que les courbes de niveau sur le plan aient la forme de courbes ouvertes, dont la convexité est dirigée dans un sens (fig. 36). En examinant les cotes des courbes de niveau, on remarque que le terrain s'abaisse à partir du point *M*

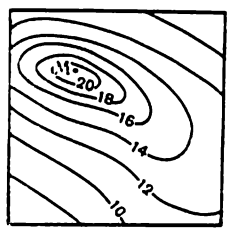


Fig. 34

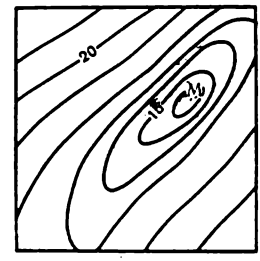


Fig. 35

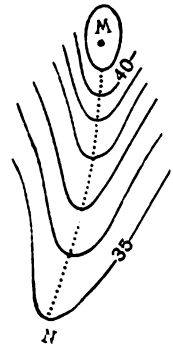


Fig. 36

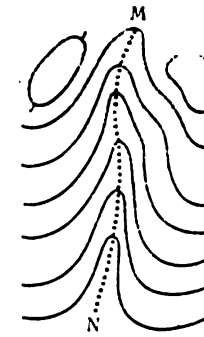


Fig. 37

vers le point N ; dans la direction transversale le terrain s'élevant au début, atteint sa hauteur maximum sur la ligne MN, puis il s'abaisse. Une telle convexité de la surface terrestre représente le faîte et la ligne MN, sa ligne de faîte.

Il est facile de déterminer que sur la fig. 37 est représentée la configuration inverse au faîte, c'est-à-dire la vallée. La ligne MN est l'axe de cette vallée.

Comparant les fig. 36 et 37, on voit que les courbes de niveau, représentant le faîte, sont dirigées par leur convexité vers le bas du versant, et la vallée, par leur convexité vers le haut du versant.

Examinons enfin les courbes de niveau, représentées sur la fig. 38. Au Nord et au Sud du point A, le terrain s'abaisse, et à l'Est et à l'Ouest du point A, le terrain s'élève. Par conséquent, les courbes de niveau, indiquées sur le plan, représentent une selle.

§ 23. QUALITES DES COURBES DE NIVEAU

La notion des courbes de niveau met au jour leurs qualités :

1. *Tous les points, disposés sur la même courbe de niveau, ont une même hauteur sur le terrain.*

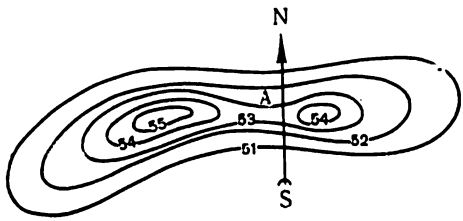


Fig. 38

2. Toutes les courbes de niveau se trouvant dans les limites du plan ou de la carte, désignent ou bien un mamelon ou bien un bassin ; elles sont distinguées par des hachures ou des inscriptions.

3. Toute la surface physique de la Terre pouvant être envisagée comme une

cote au-dessus du niveau de la mer, *toutes ses courbes de niveau doivent être continues* dans les limites du plan ou de la carte, ainsi que hors de leurs limites. La courbe de niveau qui ne s'est pas fermée dans les limites du plan, s'interrompt à son cadre.

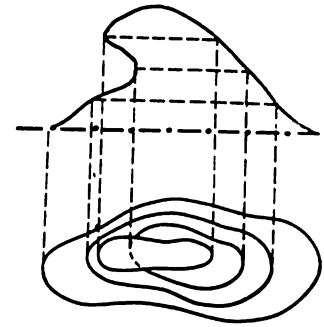


Fig. 39

4. *Les courbes de niveau ne peuvent se croiser sur le plan.* L'exception de cette règle est le cas lorsque les courbes de niveau représentent un rocher surplombant (fig. 39).

5. Les courbes de niveau étant équidistantes d'après leur hauteur, *les distances entre elles sur le plan caractérisent l'inclinaison de la pente.* Sur les versants ayant une pente régulière, les intervalles entre les courbes de niveau sont égaux. Sur les pentes fortes les intervalles entre les courbes de niveau sont plus petits que sur les pentes faibles.

6. *La plus courte distance entre les courbes de niveau correspond à la direction de la pente la plus raide.*

7. *Les lignes de faîte et les axes des vallées sont coupés par les courbes de niveau sous les angles droits* (voir fig. 36 et 37).

8. *Les courbes de niveau représentant une surface oblique, ont la forme de droites parallèles.*

CHAPITRE VII

UTILISATION D'UN PLAN ET D'UNE CARTE

§ 24. APPAREILS UTILISÉS LORS DU TRAVAIL AVEC UN PLAN ET UNE CARTE

La règle en bois, métallique ou en matière plastique est utilisée pour tracer des lignes droites. La règle, à divisions millimétriques, est utilisée aussi pour rapporter et mesurer les segments de droites.

Les conditions nécessaires à utiliser la règle sont :

a) *les surfaces sur lesquelles on pose le papier, doivent être planes ; b) les arêtes de la règle doivent être droites.* Pour vérifier la première condition on dépose la règle sur une surface vérifiée à l'aide d'une planche à dessin et on contrôle s'il n'y a pas d'intersectices entre la règle et la planche. S'il n'y en a pas, la règle satisfait à la première condition. Pour vérifier la rectitude des arêtes, on trace sur le papier d'après l'arête à contrôler la ligne AB (fig. 40) avec un crayon bien affûté. Après avoir retourné la règle

Fig. 40

près de l'arête à contrôler de la position I dans la position II, on trace la ligne entre les points *AB* d'après cette même arête. Si les deux lignes tracées coïncident, la deuxième condition est réalisée. Les règles qui ne satisfont pas aux conditions indiquées, sont inutilisables pour le travail.

Si la règle porte des divisions, ces dernières sont comparées avec celle d'une règle métallique étalon.

L'équerre en combinaison avec la règle sert à effectuer le traçage des droites parallèles ou perpendiculaires par rapport à la droite donnée. *Les surfaces et les arêtes de l'équerre doivent satisfaire aux conditions présentées à la règle, et l'angle entre les cathètes doit être droit.*

Le procédé à vérifier l'équerre est le même que dans le cas décrit ci-dessus (fig. 41). Si les deux lignes tracées suivant la grande cathète coïncident, l'équerre est bonne à utiliser.

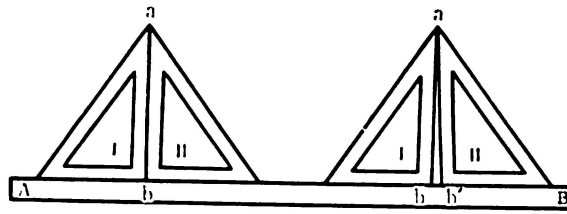


Fig. 41

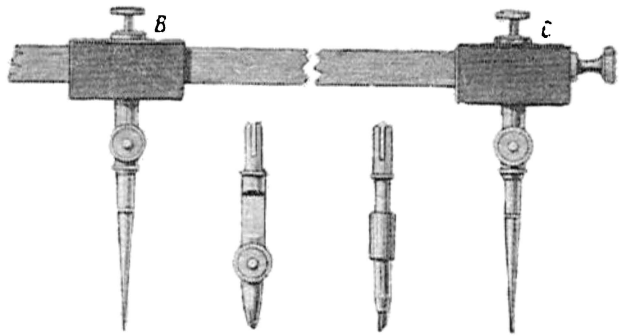


Fig. 42

Le compas-mesureur se compose de deux branches à bouts pointus ; les bouts opposés sont articulés. *Les branches du compas doivent avoir la même longueur et, lorsque le compas est fermé, les branches réunies doivent percer en un seul point.*

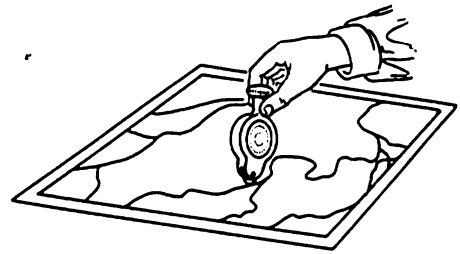


Fig. 43

Calibre à coulisse. Pour mesurer et reporter de grandes distances, on utilise le calibre à coulisse se composant d'un barreau le long duquel peuvent coulisser deux curseurs *B* et *C* (fig. 42), portant chacun une branche à bout pointu. Après avoir fixé les curseurs, on peut déplacer l'un d'eux dans de petites limites à l'aide de la vis micrométrique *b*.

Le curvimètre (fig. 43) est utilisé pour mesurer les longueurs des lignes curvilignes. Il se compose d'un boîtier à l'intérieur duquel se trouve un système de roues dentées ; le couvercle supérieur a un cadran portant deux échelles de divisions et une aiguille. Le boîtier se termine par une petite roue. Lors de la mesure, on fait rouler cette roue d'après la ligne en maintenant le curvimètre par la poignée perpendiculairement au plan du dessin. Le mouvement de la roue est transmis au système de roues dentées et à l'aiguille qui indique sur le cadran d'après une échelle le nombre de centimètres effectuées et d'après l'autre, le nombre de pouces. Connaissant l'échelle du plan ou de la carte, il n'est pas difficile de déterminer la longueur de la ligne sur le terrain. Si, par exemple, l'échelle du plan est au 1/10 000, et la lecture d'après le cadran du curvimètre est égale à 10,5 cm, la longueur correspondante de la ligne sur le terrain sera de $10\,000 \times 10{,}5$ cm $=$ $= 1050$ m.

Avant d'utiliser le curvimètre, il faut déterminer la valeur des divisions de ses échelles. Pour cela on mène le curvimètre sur une ligne ayant une longueur déterminée, par exemple, de 20 cm. Si lors de ce processus l'aiguille comptera 20 divisions, la valeur d'une division de l'échelle correspondante sera égale à $\frac{20\text{ cm}}{20} = 1$ cm ; si l'aiguille indiquera, par exemple, 18 divisions, la valeur d'une division sera de $\frac{20\text{ cm}}{18} = 1{,}11$ cm. La valeur d'une division est déterminée plusieurs fois et comme résultat final, on prend la moyenne arithmétique de tous les résultats des mesures, s'ils n'ont pas de graves erreurs.

Rapporteur. Cet appareil sert à effectuer la mesure et la construction des angles sur le papier. Les rapporteurs peuvent

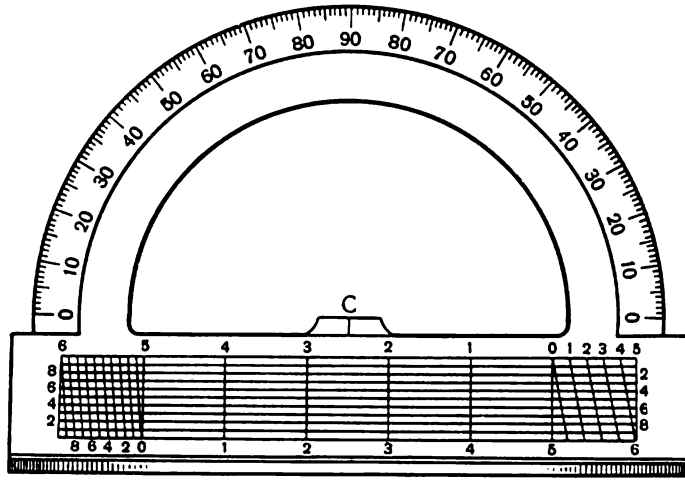


Fig. 44

être métalliques ou en celluloïde et ont la forme d'un demi-cercle, butant sur la règle (fig. 44). Le centre *C* se trouve sur une saillie biseautée de l'arête supérieure de la règle. Le demi-cercle supérieur est divisé en degrés. Parfois ces derniers sont divisés à leur tour en minutes.

Le rapporteur doit satisfaire aux conditions suivantes : a) *l'arête inférieure de la règle doit être une ligne droite* ; b) *l'arête inférieure de la règle doit être parallèle au diamètre zéro du rapporteur* ; c) *le centre C du demi-cercle et le trait de 90° doivent se trouver sur la ligne perpendiculaire au diamètre zéro du rapporteur* ; d) *les divisions du demi-cercle doivent être égales entre elles.*

Le procédé à vérifier la première condition est décrit ci-dessus. Pour vérifier la deuxième, on trace sur un papier une ligne droite d'après laquelle on fait coïncider le diamètre zéro du rapporteur, et on trace une autre ligne droite suivant l'arête inférieure du rapporteur : ces deux lignes doivent être parallèles, ce qui est facile de s'assurer à l'aide d'une équerre et d'une règle. Si cette condition n'est pas réalisée, le rapporteur est inutilisable pour le travail.

Afin de vérifier la troisième condition, on dépose le rapporteur à l'un des côtés de l'angle droit (construit minutieusement) de telle manière que le centre *C* du demi-cercle coïncide avec le sommet de l'angle et le trait 0, avec le côté de l'angle ; si le deuxième côté de l'angle passera par la division de 90°, la condition est satisfaite ; dans le cas contraire le rapporteur est inutilisable.

Pour vérifier l'égalité des divisions du demi-cercle, on peut procéder de telle manière : ayant construit à l'aide du rapporteur

un angle quelconque, par exemple, de 20°, on fait tourner le rapporteur autour de son centre en faisant coïncider un côté de cet angle successivement avec les traits 2°, 4°, 6°, etc. Dans le cas d'égalité, les divisions de l'autre côté de l'angle doivent coïncider aux traits de 22°, 24°, 26°, etc. L'égalité des divisions peut être vérifiée aussi à l'aide du compas, si l'on mesure la longueur entre les traits dans différentes parties du rapporteur. Si les divisions du demi-cercle sont inégales, le rapporteur est inutilisable pour la construction et la mesure des angles.

A l'aide d'un rapporteur ordinaire les arcs sont calculés avec une précision de 1/4°. Certains rapporteurs ont des dispositifs (verniers), permettant d'augmenter la précision des lectures de 5 jusqu'à 1.

Les compas sont utilisés pour s'orienter sur le terrain par rapport aux points cardinaux. Le compas employé en géodésie, comprend un petit boîtier rond (fig. 45). Au centre d'un limbe gradué est fixé un pivot vertical aigu sur lequel une aiguille aimantée tourne librement. La pointe boréale de l'aiguille est peinte en bleu acier recuit et la pointe australe est claire. Pour préserver la pointe contre l'émoussement, lors de la mise en stockage ou lors du transport du compas, son aiguille est remontée et appuyée au couvercle en verre du compas à l'aide d'une butée d'arrêt appelée arrêtoir. Sur le fond du boîtier, en face des traits 0°, 90°, 180° et 270° sont portées les lettres N, E, S, W), indiquant les dénominations des points cardinaux. Les lettres sont disposées de telle manière que si, en tournant le boîtier, on fait coïncider le trait portant la lettre N (trait zéro du limbe) avec la pointe boréale de l'aiguille placée librement et tranquillement sur son pivot, la lettre E sera dirigée vers l'Est, la lettre S, vers le Sud, et la lettre W, vers l'Ouest. La disposition du compas dans une telle position est appelée orientation d'après ses points cardinaux.

Lors de l'utilisation du compas, il faut tenir son limbe dans la position horizontale et ne pas admettre à proximité la présence d'objets métalliques ou en acier. A l'aide du limbe, on peut déterminer l'azimut magnétique de direction sur n'importe quel objet du terrain. Dans ce but, après avoir orienté le compas, il faut placer suivant le diamètre, une règle mince et l'ayant dirigée sur l'objet, on effectue la lecture de l'azimut magnétique. Il y a aussi des compas ayant le limbe à graduation rhumbique, qui permettent de déterminer les azimuts magnétiques des directions.

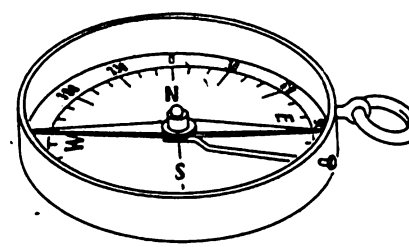


Fig. 45

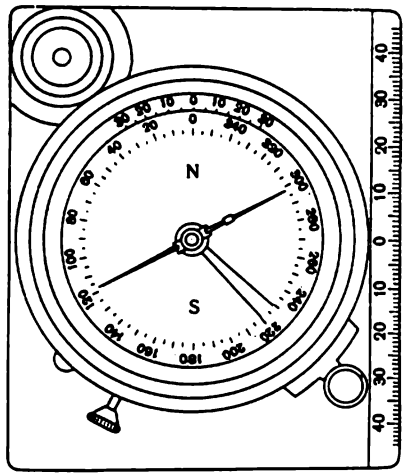


Fig. 46

Une orientation beaucoup plus précise peut être effectuée à l'aide d'un compas de plus grandes dimensions et de conception plus moderne. Un tel compas est appelé b o u s s o l e. Ces boussoles sont utilisées comme appareils indépendants ou bien elles font partie d'autres instruments géodésiques. La figure 46 représente une boussole qui sert à orienter les plans et les cartes.

Le boîtier de la boussole est placé sur une plaque à bord biseauté sur lequel sont portées bien souvent des divisions millimétriques. Sur la plaque on fixe parfois un niveau circulaire servant à placer le limbe de la boussole dans une position horizontale. Le boîtier de la boussole a un arrêtoir. Une des pointes de l'aiguille aimantée est munie d'un curseur coulissant afin d'équilibrer l'aiguille.

La boussole doit satisfaire aux conditions suivantes :

1. *Le boîtier ne doit avoir aucun organe en fer.* Pour s'assurer de leur absence, on place l'aiguille de la boussole sur un pivot ordinaire planté dans la table et on approche le boîtier par ses différentes parties de l'aiguille. S'il n'y a pas de fer, l'aiguille de la boussole ne doit pas osciller.

2. *L'aiguille aimantée doit être bien sensible.* Pour l'examiner il faut placer le limbe de la boussole dans la position horizontale et, lorsque l'aiguille s'est arrêtée, on effectue la lecture d'après l'une de ses pointes ; puis, en approchant un objet métallique, on fait dévier la pointe de l'aiguille et, lorsque l'aiguille s'est arrêtée, on effectue une nouvelle lecture d'après cette même pointe ; les deux lectures doivent être identiques. Cette opération est répétée plusieurs fois. Si les lectures ne sont pas identiques, on peut supposer que l'aiguille est peu aimantée ou bien que la pointe est quelque peu émoussée ou bien encore que la surface intérieure de la tête de l'aiguille est mal polie.

3. *L'aiguille aimantée doit être équilibrée.* Afin d'examiner cette condition, on place le limbe dans la position horizontale à l'aide d'une nivelle ; si les pointes de l'aiguille libre se trouvent dans le plan du limbe de la boussole, la condition est satisfaite ; dans le cas contraire on cherche à faire coïncider le plan de l'aiguille avec celui du limbe en déplaçant le curseur.

4. *L'axe de rotation de l'aiguille aimantée doit passer par le*

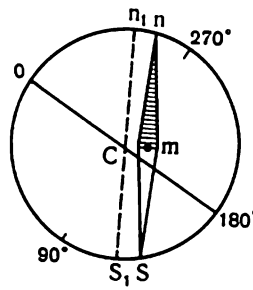


Fig. 47

Fig. 48

centre du limbe de la boussole. Pour vérifier cette condition, il faut placer le limbe de la boussole dans la position horizontale et, tout en faisant tourner la boussole, on effectue la lecture aux deux extrémités de l'aiguille libre à des différents points du limbe. Si la différence de telles lectures est égale à 180°, la condition est satisfaite. Dans le cas contraire, on dit que l'aiguille aimantée a de l'excentricité. Il est impossible d'éliminer l'excentricité d'une aiguille aimantée mais on peut et on doit éliminer son influence. Dans ce but, il faut effectuer la lecture sur le limbe de la boussole aux deux extrémités de l'aiguille (fig. 47).

5. *L'axe magnétique de l'aiguille doit correspondre à l'axe géométrique.* Si l'axe *ns* (fig. 48) ne coïncide pas avec l'axe géométrique *AB*, la direction des lignes par rapport au méridien magnétique étant déterminée, il se produira une erreur, égale à la valeur de l'angle *noA*. Pour déterminer la valeur de cet angle, on enlève le couvercle de la boussole et on effectue la lecture à la pointe boréale. Ensuite on enlève l'aiguille de son pivot, on visse la tête sur l'autre côté de l'aiguille, replace l'aiguille sur le pivot et on fait une nouvelle lecture à la même pointe de l'aiguille. La différence des lectures déterminera évidemment la double valeur de l'angle *noA*. Lors de la vérification la boussole doit être immobile.

Si on ne dévisse pas la tête de la boussole, l'angle *noA* peut être déterminé par comparaison des indications de l'aiguille donnée a celles de l'aiguille d'une boussole vérifiée.

Si l'axe magnétique ne coïncide pas avec l'axe géométrique, il faut introduire dans les résultats des mesures à la boussole la correction de la valeur de l'angle *noA* ou bien remplacer l'aiguille par une autre aiguille de rechange dont les deux axes coïncident.

6. *Les divisions du limbe doivent être exactes.* L'exactitude des divisions portées peut être vérifiée à l'aide d'un compas-mesureur.

7. *Le diamètre zéro du limbe d'une boussole doit être parallèle au biseau de la plaque.* La vérification est faite, à l'aide d'un compas-mesureur, de la distance entre le diamètre passant par le trait 0° et le bord biseauté de la plaque.

§ 25. ORIENTATION D'UN PLAN OU D'UNE CARTE

Orienter un plan ou une carte c'est les placer de telle manière que les directions sur le plan ou sur la carte soient parallèles à leurs projections horizontales respectives sur le terrain.

L'orientation d'un plan ou d'une carte peut être effectuée d'après une boussole ou une ligne du terrain, représentée sur le plan ou bien sur la carte, par exemple, suivant l'axe d'une route, d'une rue, etc.

Orientation d'après une boussole. On peut orienter un plan ou une carte d'après une boussole à l'aide des méridiens ou des lignes des réseaux de coordonnées y étant représentés.

Si le plan est établi d'après le méridien magnétique, pour orienter le plan (fig. 49) il faut le placer dans la position horizontale, y poser une boussole ou un compas de telle manière que le diamètre NS soit dirigé par la lettre N vers le Nord suivant le méridien, et libérer l'aiguille. Quand l'aiguille s'arrête, il faut tout en tournant prudemment le plan avec la boussole (ou le compas) posée dessus faire coïncider le trait (zéro du limbe) avec la pointe boréale de l'aiguille ; le plan sera ainsi orienté.

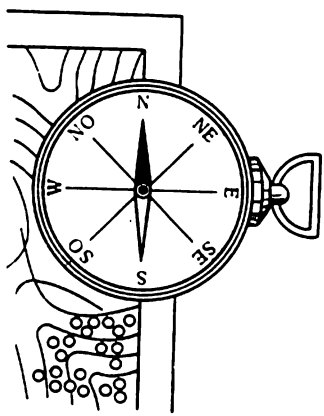


Fig. 49

Pour orienter un plan ou une carte à l'aide d'une boussole suivant le méridien vrai, il faut connaître la déclinaison de l'aiguille aimantée correspondante à la feuille donnée du plan ou de la carte (généralement, la déclinaison de l'aiguille aimantée est indiquée pour l'année de levé sur la carte même).

Soit, par exemple, la déclinaison $\delta = +6°$. Après avoir posé la boussole sur la carte de telle manière que le diamètre zéro NS soit dirigé suivant le méridien vrai, on tourne la carte avec la boussole dessus jusqu'à ce que la pointe boréale de l'aiguille aimantée indique la lecture 6° vers le Nord à partir du trait zéro du limbe de la boussole.

Pour orienter un plan ou une carte d'après une boussole ou un compas à l'aide d'un réseau kilométrique de coordonnées, il faut aussi connaître, outre la déclinaison magnétique de l'aiguille δ, le rapprochement des méridiens γ ; cette dernière valeur peut être déterminée sur la carte même.

L'orientation d'un plan ou d'une carte par coïncidence du diamètre zéro de la boussole ou du compas NS avec la ligne kilométrique du réseau (fig. 50) est effectuée identiquement au procédé décrit ci-dessus. Dans ce cas, on tourne le plan ou la carte avec la boussole (ou le compas) dessus de telle manière que d'après la pointe boréale de l'aiguille aimantée on obtient une lecture égale à $\delta - \gamma$, vers l'Est ou l'Ouest du trait zéro, selon le signe de cette valeur. (Sur la fig. 50 O a le même sens que W).

La différence $\delta - \gamma$ représente la valeur de l'angle formé par la direction de l'aiguille aimantée avec la ligne verticale du réseau kilométrique.

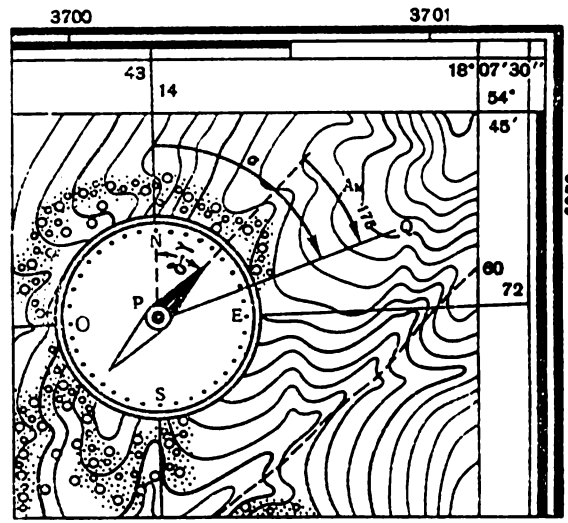


Fig. 50

Pour une direction PQ (fig. 50), prise arbitrairement, cet angle est égal à : $\alpha - A_M$. En effet, d'après les formules (IV. 3) et (IV. 4), on peut écrire :

$$\alpha = A - \gamma$$

et :

$$A_M = A - \delta$$

d'où :

$$\alpha - A_M = \delta - \gamma.$$

Si, par exemple, $\delta = +6°$ et $\gamma = -2°$, on aura $\delta - \gamma = +8°$. Dans ce cas, pour effectuer l'orientation, il faut tourner la carte avec la boussole dessus de telle manière que la pointe boréale de l'aiguille aimantée indique 8° vers l'Est à partir du trait zéro du limbe de la boussole (ou du compas).

Orientation d'après un alignement donné. Pour orienter un plan ou une carte d'après un alignement du terrain, il faut d'abord le trouver sur le plan ou sur la carte et se placer sur cet alignement (sur le terrain), puis, en tournant le plan ou la carte, on doit diriger cet alignement défini sur le plan ou sur la carte, parallèlement à celui qui lui correspond sur le terrain. Une telle orientation est effectuée plus commodément avec une règle triangulaire.

Détermination de la direction d'un alignement donné sur un plan ou sur une carte

La direction d'un alignement donné sur le plan ou sur la carte est déterminée par rapport au méridien magnétique, vrai ou axial, à l'aide d'un rapporteur ou d'une boussole.

Pour résoudre le problème à l'aide d'un rapporteur, on mène sur le plan ou sur la carte un méridien passant par le point auquel il faut mesurer l'azimut ou le rhumb de l'alignement donné. Ainsi, par exemple, pour déterminer la direction *AB* (fig. 51), on trace au point *A* la direction *ns*, parallèle au méridien le plus proche *ab*. Les méridiens *ab*, *cd*, *ef*... sont indiqués toutes les 1′, suivant la longitude. Sur la carte ils sont menés à l'aide de divisions graduées sur les cadres de la feuille. Ensuite, on place le transporteur sur l'alignement *ns* de telle manière que le diamètre zéro passe sur cet alignement et le centre coïncide avec le point *A*. La lecture sur le rapporteur, correspondante à l'alignement *AB*, donne son azimut vrai (angle *nAB*). L'angle obtenu étant dans ce cas inférieur à 90°, le rhumb vrai de cet alignement est celui du Nord-Est et d'après sa valeur il est égal à l'azimut. De telle manière, il n'est pas difficile de déterminer les directions des autres alignements, indiqués sur la carte.

Connaissant la déclinaison de l'aiguille aimantée, on peut porter un méridien magnétique sur la carte au point *A* (fig. 51) et mesurer directement sur la carte, à l'aide du transporteur, l'azimut magnétique ou le rhumb de l'alignement *AB*. De même, si le plan ou la carte comporte un réseau kilométrique de coordonnées, on pourra mesurer directement, à l'aide du rapporteur pour tous les points du tracé, leurs gisements ou leurs rhumbs axiaux correspondants.

Traçage des alignements sur un plan ou sur une carte d'après des directions données

Les directions des alignements peuvent être données par les azimuts, les gisements et les rhumbs. D'après ces données les alignements peuvent être portés sur un plan ou sur une carte à l'aide d'un rapporteur ou d'une boussole.

Pour porter sur la carte, à l'aide d'un rapporteur, l'alignement *AB* (fig. 51) d'après l'azimut vrai donné, on mène par le point donné *A* le méridien vrai *ns* de ce point, on applique ensuite le rapporteur par son diamètre zéro au méridien, plaçant le demi-cercle du rapporteur à droite si l'azimut donné est inférieur à 180°, et à gauche s'il dépasse les 180°. Ensuite on fait coïncider le centre du rapporteur avec le point donné *A*, notant d'après l'arc du rapporteur à partir du point boréal du méridien dans le sens des aiguilles d'une montre le point qui correspond à la valeur de l'azimut. C'est par ce point qu'on doit tracer *AB*.

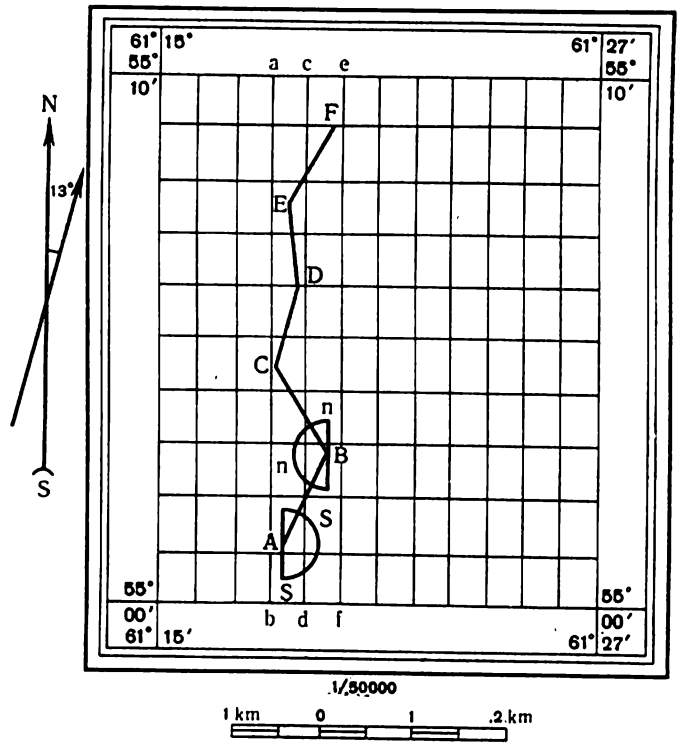


Fig. 51

D'une manière identique, on peut construire un alignement d'après l'azimut magnétique. Dans ce cas-là, la carte ou le plan doivent porter la direction du méridien magnétique.

Lors de la construction des alignements sur un plan ou sur une carte à réseau kilométrique de coordonnées suivant des gisements ou des rhumbs correspondants, on peut appliquer le rapporteur non pas seulement aux coordonnées, passant du Sud au Nord par le point donné, mais à n'importe quelle ligne kilométrique qui est située non loin de ce point donné. Le bord du rapporteur ayant la direction déterminée, on pourra facilement mener par le point donné, à l'aide d'une équerre et d'une règle, un tracé parallèle au bord de ce rapporteur et dirigé à partir de ce point donné dans la même direction.

§ 26. LECTURE DU RELIEF

Si les moyens des représentations des courbes de niveau des principales formes du relief sont connus, on peut déterminer tous les éléments du relief représentés sur un plan ou sur une carte. Lors de la lecture du relief, il est très important de prendre en considération l'hydrographie. L'hydrographie aide à distinguer les mamelons des cuvettes. Les lacs, de règle, sont disposés dans des bassins et les cours d'eau dans les vallées.

Si on relève sur un plan les axes des vallées et les lignes de faîte à l'aide de courbes de niveau, on obtient un réseau de lignes qui, à première vue, ne sont pas liées entre elles. Mais une telle représentation n'est qu'apparente. Une analyse minutieuse montre qu'il existe une liaison entre ces lignes.

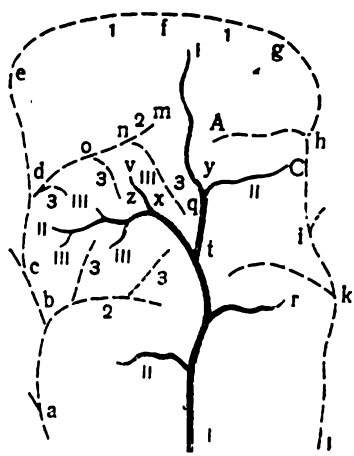


Fig. 52

Supposons que la plus grande vallée soit la principale et appelons son axe *axe de premier ordre*. De règle, on peut trouver à deux côtés de cet axe, les axes des vallées secondaires, qu'on appelle *axes de deuxième ordre*. A partir d'eux, à leur tour, on aura des branches nommées *axes de troisième ordre*, et ainsi de suite. Par conséquent, les axes des vallées forment un certain système de lignes reliées entre elles. Un tel système peut être représenté sous forme d'un arbre (fig. 52) dont le tronc sert de vallée principale et les branches d'axes des vallées secondaires.

Les vallées sont séparées l'une de l'autre par des faîtes plus ou moins

importants. Les axes de ces faîtes composent aussi un système rappelant un arbre dont les branches s'introduisent dans les intervalles entre les branches des vallées.

La fig. 52 représente une telle configuration, où les axes des vallées sont montrés par des traits simples et les axes des faîtes, par des pointillés. Les chiffres romains indiquent les numéros des axes des vallées, les chiffres arabes, les numéros des lignes de faîte. Entre tous les deux axes des vallées, il est très facile de découvrir la ligne de faîte correspondante. Les axes des vallées et des faîtes relevés, il est plus facile de lire le relief d'un terrain d'après un plan.

§ 27. LE BASSIN ET SES FRONTIÈRES

Le bassin est une partie de la surface terrestre dont l'eau due aux précipitations atmosphériques et en général l'eau d'amont, doit s'écouler d'après les conditions du relief dans un cours d'eau donné (lit d'une rivière ou d'un ruisseau, ravin, etc.). Les lignes de faîte servent de frontières du bassin. La fig. 53 représente les frontières d'un bassin destiné à une construction artificielle au point *A*. La ligne de faîte est marquée en pointillés perpendiculairement aux courbes de niveau. La ligne *KA* I—II—III—IV est son déversoir.

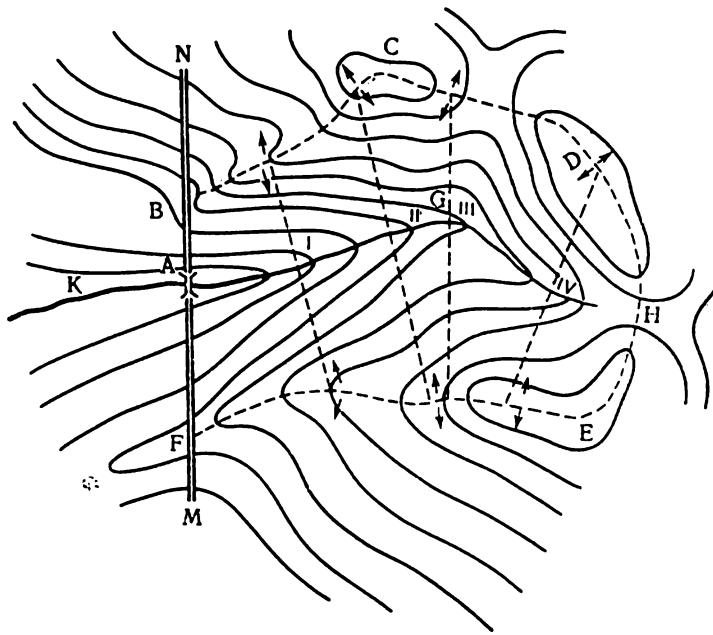


Fig. 53

La détermination des surfaces des bassins de différents cours d'eau a une importance pratique. Ces données, en particulier, sont nécessaires pour effectuer le calcul aux travaux publics pendant la construction des routes. Si, par exemple, la route coupe la vallée, elle doit passer au-dessus du talus. Pour que l'eau, s'écoulant suivant la vallée, ne soit pas arrêtée par le talus et ne le délave pas, on pratique dans le talus un passage sous forme de tuyau ou de pont. Les dimensions de ces passages sont calculées en rapport avec la quantité d'eau qui y passe. La quantité d'eau dépend de la surface de laquelle elle s'accumule, c'est-à-dire de la surface du bassin. La surface des bassins des grands cours d'eau est généralement déterminée d'après les cartes à échelle moyenne et celles des petits cours d'eau, d'après les cartes à grande échelle, pas moins du 1/50 000.

§ 28. DÉTERMINATION DES COTES DES POINTS, DE LA PENTE D'UN ALIGNEMENT, DE LA DIRECTION ET DE L'INCLINAISON DE CETTE PENTE

Détermination des cotes. Si le point donné se trouve sur la courbe de niveau, sa cote est déterminée d'après la hauteur de cette courbe de niveau. Soit le point *c* (fig. 54), situé entre les courbes de niveau à cotes 73 et 72 ; il faut déterminer sa cote.

Dans ce but, menons par le point *c* la droite *ab*, perpendiculaire aux courbes de niveau, c'est-à-dire la plus courte distance entre ces courbes de niveau. On suppose que le terrain varie doucement en hauteur, la ligne *ab* n'ayant pas de ruptures dans le plan vertical. Le segment *ab* sur le plan représente la projection horizontale d'un alignement quelconque (*aB*) du terrain (fig. 55), dont le point *B* se trouve à 1 m au-dessus du point *a*. Le segment *ab* est appelé superposition de l'alignement correspondant du terrain *aB*. Prenons un papier millimétrique ou quadrillé et transportons-y, à l'aide d'un compas-mesureur, la superposition *ab* du plan. Sur la verticale à partir du point *b* reportons sur le papier millimétrique à une échelle quelconque dix segments égaux et considérons le point *B* ayant la hauteur 73. Avec cela, *bB* sera égal à 1 m. Joignant les points *a* et *B* par une droite, nous obtenons le profil du terrain d'après la

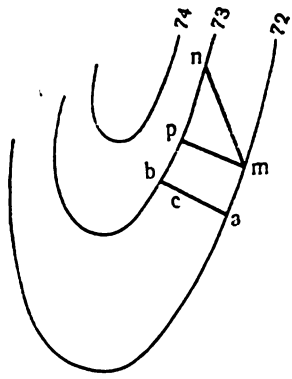


Fig. 54

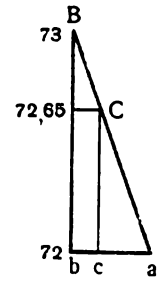


Fig. 55

ligne *ab*. Prenons maintenant sur le plan, à l'ouverture du compas, la superposition *ac* et rapportons-la sur le profil. Au point *c* du profil, menons la verticale *cC*, qui au point d'intersection avec l'alignement *aB* du profil (au point *C*) représentera l'image du point sur le terrain. Il n'est pas difficile de trouver la hauteur du point *C* sur le papier millimétrique. Dans ce cas elle est égale à 72, 65 m. On peut aussi obtenir la cote *C* analytiquement. Dans ce but, il faut ajouter à la cote 72 la valeur *cC* qui sera déterminée par ressemblance des triangles *bBa* et *cCA*.

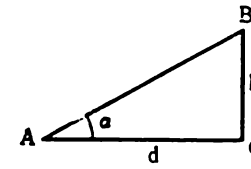


Fig. 56

Détermination de l'inclinaison. Soit l'alignement du terrain *AB* (fig. 56) incliné sur l'horizon sous un angle α. La tangente de cet angle, désignée par la lettre *i*, est appelée inclinaison de ce tracé :

$$i = \operatorname{tg}\alpha \qquad \text{(VII.1)}$$

D'après la figure, $\operatorname{tg}\alpha = \frac{h}{d}$, par conséquent,

$$i = \frac{h}{d}. \qquad \text{(VII.2)}$$

L'inclinaison de l'alignement est égale au rapport de la cote h à la superposition d. Si, par exemple, $h = 1$ m et $d = 20$ m, on a :

$$i = \frac{1}{20} = 0{,}05.$$

Si $d = 1$, on a :

$$i = h.$$

D'où l'on déduit que l'inclinaison de l'alignement peut être considérée numériquement comme la cote tombant sur l'unité de la distance horizontale. L'inclinaison $i = 0{,}05$ indique que la ligne du terrain accroît ou décroît de 5 m tous les 100 m de distance horizontale.

D'après la définition donnée, il est facile de trouver l'inclinaison d'un alignement quelconque *mn* (fig. 54) dont la superposition est indiquée sur le plan, entre deux courbes de niveau voisines. Les points *m* et *n* étant situés respectivement sur les courbes de niveau 72 et 73, la cote *h* est égale à 1 m. La superposition $mn = d$ est mesurée d'après le plan, à l'aide de l'échelle. Soit $d = 28$ m, on aura : $i = \frac{h}{d} = \frac{1}{28} = 0{,}036$. Les inclinaisons sont souvent déterminées en %. Dans ce cas, l'inclinaison obtenue sera :

$$i = 3{,}6\,\%.$$

Détermination de la direction et de l'inclinaison de la pente. Sur la figure 54 menons le tracé *mp*, entre les courbes de niveau 72 et 73. La longueur de ce tracé *mp* est plus petite que celle de l'alignement *mn*. La distance verticale entre les courbes de niveau est la même et égale à 1 m. Par conséquent, la ligne *mp* est plus inclinée que celle de la ligne *mn*. Il est évident qu'à la plus courte distance entre deux courbes de niveau voisines correspond la ligne la plus inclinée sur le terrain. L'eau, tombant sur le versant, s'écoule suivant la ligne de la plus forte inclinaison, c'est pourquoi la direction de cette ligne est considérée comme direction de pente, et l'inclinaison de cette ligne sert de mesure de sa pente.

§ 29. ECHELLE DES SUPERPOSITIONS

Echelle des inclinaisons. L'inclinaison de la pente est déterminée par celle de la ligne *mp* (fig. 54). La pente de la ligne :

$$i = \operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{d}$$

sert de mesure de cette pente.

Sur la figure 54 la distance verticale entre les courbes de niveau est égale à : $h = 1$ m. Par conséquent,

$$i = \operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{d},$$

d'où :

$$id = 1. \qquad \text{(VII.3)}$$

Le produit de l'inclinaison par la superposition est une valeur constante pour le plan donné. L'une de ces deux valeurs connue, il est facile de trouver la deuxième. En général, d'après la superposition d, on détermine la pente i :

$$i = \frac{h}{d}. \qquad \text{(VII.4)}$$

Pour ne pas recourir chaque fois aux calculs de i, on construit sur le plan un graphique appelé échelle des superpositions.

Soit i successivement égal à 0,008 ; 0,01 ; 0,03 ; 0,05 ; 0,07 ; 0,10 ; 0,20 ; 0,30 ; 0,40 ; 0,50 ; 0,70 ; 1,00. Si on a : $h = 1$, les valeurs de d correspondantes seront égales à 125 ; 100 ; 33,3 ; 20 ; 14,3 ; 5 ; 3,3 ; 2,5 ; 2 ; 1,4 ; 1 (VII.4). Portons sur la droite verticale

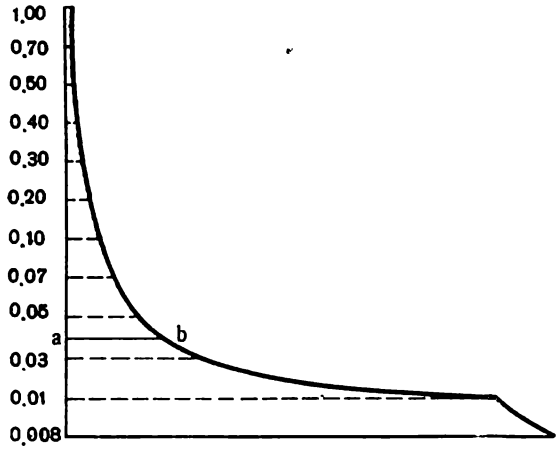


Fig. 57

des segments quelconques égaux (fig. 57) et notons successivement à leurs extrémités 0,008 ; 0,01 ; 0,03, etc. Par chaque point menons une droite horizontale et portons-y, à l'échelle du plan, la superposition correspondante *d*. Joignons les extrémités des segments reportés à l'aide d'une courbe. Le graphique obtenu représentera l'échelle des superpositions. Cette échelle permet de déterminer facilement l'inclinaison de l'alignement pris sur le plan entre deux courbes de niveau voisines. Ainsi, par exemple, ayant mesuré avec un compas-mesureur le segment *ab* (fig. 54), on le transporte du plan sur le graphique d'une manière indiquée sur la fig. 57. On remarque aisément que la superposition *ab* correspond à la pente 0,04.

Echelle des angles d'inclinaison. Si l'on connaît la pente *i* de la ligne, on peut déterminer facilement (VII.1) l'angle α de son inclinaison vers l'horizon :

$$\operatorname{tg} \alpha = i = \frac{h}{d}. \qquad \text{(VII.5)}$$

Parfois, on préfère construire l'échelle des superpositions de telle manière qu'elle détermine la pente en angles d'inclinaison. Pour construire une telle échelle, *h* étant égal à 1, on trouve (VII.5) :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{d},$$

ou :

$$\operatorname{ctg} \alpha = d. \qquad \text{(VII.6)}$$

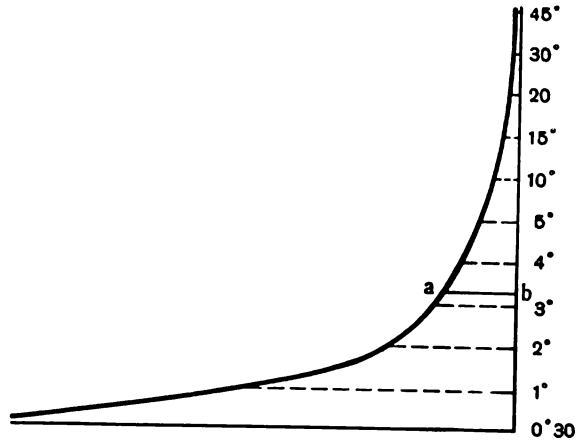


Fig. 58

Les tables des valeurs normales des fonctions trigonométriques nous fournissent les cotangentes 114,6 ; 57,3 ; 28,6 ; 19,1 ; 14,3 ; 11,4 ; 5,7 ; 3,7 ; 2,8 ; 1,7 ; 1 ainsi que les angles 0°30′, 1°, 2°, 3°, 4°, 5°, 10°, 15°, 20°, 30° et 45°. La formule (VII.6) indique que si la superposition, prise du plan entre les courbes de niveau adjacentes à hauteur de section $h=1$ m, est égale, par exemple, à 11,46 m, cette ligne est inclinée sur le terrain sous l'angle égal à 0°30′ dont la cotangente est égale à 114,6. D'où il est facile de comprendre la façon de construire l'échelle des superpositions déterminant la pente en angles d'inclinaison.

Lors de la construction des échelles, représentées sur les fig. 57 et 58, $h=1$ m ; si h était égal à 2 m, on devrait multiplier les valeurs correspondantes par 2. On le déduit du rapport $i \times d = h$, d'où :

$$d = \frac{1}{i} h,$$

d étant directement proportionnel à la hauteur de section h.

§ 30. CONSTRUCTION DU PROFIL DU TERRAIN ET PROJECTION DES ALIGNEMENTS DE L'INCLINAISON DONNEE D'APRÈS LES COURBES DE NIVEAU

Le problème consiste à construire le profil d'après la ligne AB (fig. 59), à l'aide de courbes de niveau. Menons une ligne quelconque ab et portons-y les distances prises entre les points (I, II, III,

..., VII) d'intersection des courbes de niveau de la carte avec la droite donnée *AB*. Les hauteurs de ces points sont connues étant égales aux hauteurs correspondantes aux courbes de niveau ou obtenues par interpolation (IV). Reportons-les sur des perpendiculaires à la ligne *ab*. En joignant les sommets des perpendiculaires par des lignes droites, on obtient le profil exigé. En général, les distances entre les points I, II, ..., VII sont reportées à l'échelle du plan, les hauteurs des points étant à une échelle dix fois plus grande, dans le but de représenter le profil du terrain avec beaucoup plus de relief.

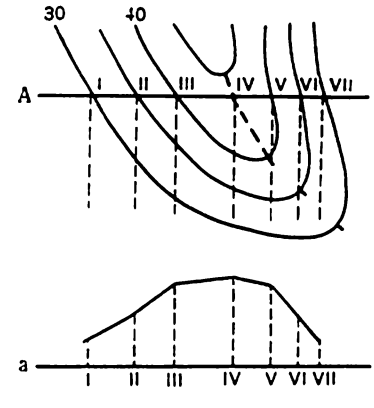


Fig. 59

La projection de la ligne d'une inclinaison donnée s'emploie souvent dans la pratique des travaux publics. Le traçage de l'alignement est effectué soit directement sur le terrain, soit préalablement au bureau, d'après les cartes aux courbes de niveau. Le traçage représente une combinaison assez compliquée d'opérations. On ne se borne ici qu'à résoudre le problème afin de porter sur un plan ou sur une carte, en courbes de niveau, les alignements de l'inclinaison maximum donnée.

Supposons qu'on doive mener l'alignement le plus court à partir du point *M* (fig. 60) au point *N* de telle manière que les inclinaisons de ses quelques secteurs ne dépassent 5%. D'après la condition du problème, on admet une élévation ou un abaissement maximum de la ligne de 1 m tous les 20 m, ou de 5 m sur une distance horizontale de 100 m. Les courbes de niveau étant menées sur la carte tous les 5 m, la distance entre les courbes de niveau voisines doit être de 100 m au minimum, si l'on veut satisfaire l'exigence d'une inclinaison de 5%. Ayant pris une ouverture du compas-mesureur de 100 m, d'après l'échelle de la carte, on repère avec ce rayon à partir du point *M*, la courbe de niveau 35 aux points *r* et *e*. De ces points, on repère la 40e courbe de niveau ayant ce même rayon. Si on continue, on a deux façons de résoudre le problème. La direction *MeN* est moins sinueuse et plus proche de la direction donnée. Cette résolution peut être considérée comme inconnue.

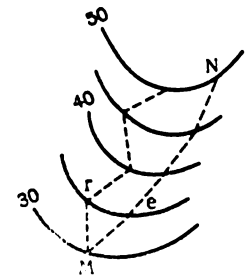


Fig. 60

CHAPITRE VIII

PRINCIPES D'ORGANISATION ET PROCÉDÉS DES OPÉRATIONS GÉODÉSIQUES

§ 31. PROCÉDÉS DE LEVÉS SELON LES INSTRUMENTS UTILISÉS

L'ensemble des opérations exécutées sur le terrain dans le but d'obtenir un plan ou une carte topographique est appelé levé. Les principales opérations du levé reviennent toujours à mesurer les angles et les distances. Si le levé est effectué dans le but d'obtenir un plan sans représentation du relief, ce levé est appelé planimétrique. Si le résultat du levé est d'obtenir un plan ou une carte représentant le relief, ce levé est appelé topographique ou altimétrique. Lors d'un levé topographique, outre les opérations ordinaires, on effectue des mesures ayant pour but de déterminer la hauteur des lieux du terrain (nivellement). On distingue plusieurs procédés de levés.

Le levé au théodolite ou goniométrique se fait à l'aide du goniomètre appelé théodolite. Le levé goniométrique fournit un plan en courbes de niveau. Le levé goniométrique sert à mesurer les distances et les angles horizontaux. Les théodolites modernes sont adaptés pour mesurer aussi les angles verticaux. De tels théodolites munis d'un télémètre et d'une boussole sont appelés tachéomètres (fig. 61).

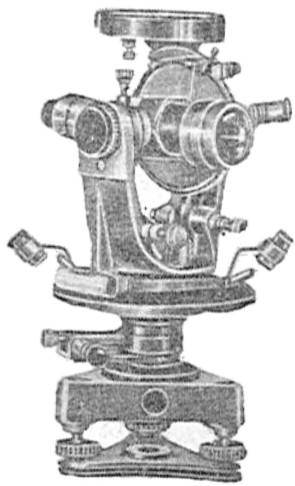


Fig. 61

Le levé tachéométrique est effectué afin d'obtenir un plan du terrain dont le relief est représenté par des courbes de niveau ; lors de ce levé les angles sont mesurés dans les plans horizontal et vertical. Les distances sont déterminées par le télémètre. Ce levé est largement utilisé dans la pratique des travaux publics.

Le levé à planchette s'effectue à l'aide d'une planchette I munie de l'alidade à lunette 2 (fig. 62) permettant d'obtenir sur le terrain même un plan représentant le relief du terrain. Les avantages du levé à la planchette consistent à *pouvoir comparer au cours du levé l'image obtenue sur le plan avec le terrain à représenter, assurant de cette manière le contrôle opportun des travaux.*

Outre cela, si le levé tachéométrique

permet de séparer le travail au terrain de celui au bureau et confier ces deux levés aux différents opérateurs, le levé à la planchette ne l'admet pas et exige de l'opérateur un grand art graphique.

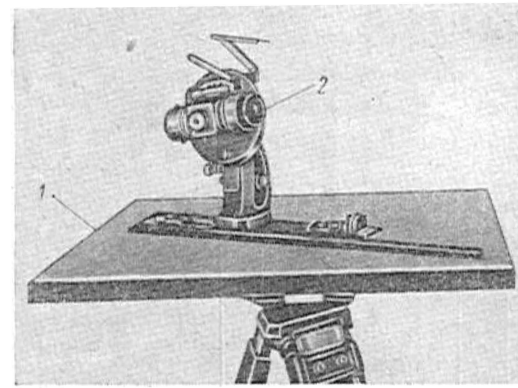


Fig. 62

Le levé au phototh éodolite ou photogrammétrique est effectué à l'aide d'un instrument représentant la combinaison d'un théodolite et d'un appareil photographique spécial.

En photographiant la parcelle d'un terrain donnée de deux points différents et après avoir effectué un traitement conforme, on peut obtenir le plan topographique de cette parcelle en courbes de niveau.

La photographie aérienne se fait avec un appareil de photo spécial monté sur un avion. Ce levé est réalisé en combinaison avec les opérations planimétriques et altimétriques terrestres afin de lier les photos aériennes aux points déterminés du terrain. Ce levé est le plus progressif, admettant une grande mécanisation des procédés de production.

On distingue l'aérophotogrammétrie en courbes de niveau, combinée et stéréoscopique ou altimétrique. L'aérophotogrammétrie en courbes de niveau consiste à obtenir le plan en courbes de niveau du terrain. La photogrammétrie aérienne est appelée combinée, si le plan en courbes de niveau est complété par un levé terrestre du relief, en général, par le levé à la planchette. La photographie aérienne stéréoscopique permet d'obtenir au bureau le plan topographique du terrain en courbes de niveau ; le procédé est basé sur la correction des photos aériennes à l'aide d'appareils photogrammétriques spéciaux. *

Nivellement. On appelle nivellement un ensemble d'opérations effectuées au terrain afin de déterminer l'altitude des points. Le nivellement peut être effectué : a) par un niveau (fig. 63) à l'aide d'un rayon de visée horizontal, c'est le nivellement direct ou géométrique ; b) par un tachéomètre ou une alidade à lunette, à l'aide d'un rayon de visée déclinée, c'est le nivellement indirect ou trigonométrique ; c) par un baromètre

* La photographie étant une perspective conique du terrain, on est obligé de faire sa correction nécessaire. — Note du rédacteur.

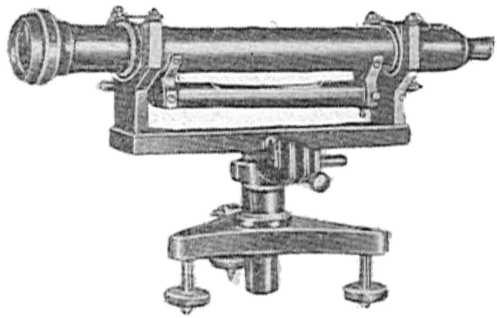


Fig. 63

à mercure ou métallique, c'est le nivellement barométrique; d) par un niveau automatique, c'est le nivellement automatique.

Le levé visuel ou expédié est exécuté à l'aide d'une règle de visée montée sur une planchette munie d'un compas; ce levé est souvent utilisé simultanément au nivellement barométrique. Le levé visuel peut être effectué à bord d'un avion. Dans la pratique des travaux publics, le levé visuel est utilisé dans le but de reconnaître préalablement l'orientation du terrain.

Le levé à la boussole s'effectue bien rarement, plus souvent il est employé comme auxiliaire aux autres procédés de levés.

Le levé à l'équerre est utilisé dans les levés de petites parcelles d'un terrain plat et ouvert (§ 56). C'est un instrument servant à construire des angles droits sur le terrain.

§ 32. PRÉCISION DES OPÉRATIONS TOPOGRAPHIQUES. PRINCIPE D'ORGANISATION DES LEVÉS

Bien que les mesures soient effectuées le plus minutieusement possible et qu'on utilise les appareils les plus perfectionnés, toute mesure s'accompagne d'une erreur. On peut facilement s'en assurer, si on effectue plusieurs fois la mesure d'une grandeur quelconque. Presque toujours les résultats des mesures se distinguent quelque peu les uns des autres et, par conséquent, de la valeur réelle de la grandeur mesurée, c'est-à-dire elles contiennent une erreur. Il ne s'agit pas de graves fautes, mais des erreurs inévitables, dites erreurs fortuites. Ces erreurs sont la conséquence d'une variation inévitable du complexe des conditions de mesure (température, disposition réciproque des pièces de l'instrument, humidité de l'air, visibilité de l'objectif d'observation, etc.). Lorsqu'on répète la mesure, les erreurs sont différentes d'après la valeur et le signe.

La qualité des résultats des mesures ou, comme on dit, la précision des mesures est posée avec une erreur de mesure admissible absolue ou relative. Ainsi, par exemple, on peut supposer qu'à une double mesure de l'angle horizontal faite avec un théodolite, l'erreur, c'est-à-dire la différence des résultats obtenus, ne dépasse pas $\pm 1'$ ou $\pm 30''$, ou bien qu'à une double mesure d'une

même longueur faite avec un appareil de mesure quelconque le rapport des différences des résultats obtenus à la même longueur ne dépasse pas une valeur déterminée, par exemple, le 1/2000 de la longueur mesurée. Dans ce cas, le 1/2000 est l'erreur relative qui est toujours exprimée par un nombre abstrait.

La valeur et le signe de ces erreurs sont accidentels. Ils ne peuvent être envisagés auparavant pour chaque erreur. Les erreurs accidentelles sont indéterminées d'après la valeur et le signe. Outre les erreurs accidentelles les mesures peuvent avoir des erreurs systématiques. Ainsi, par exemple, négligeant la courbure de la Terre, lors de la mesure des distances verticales, on admet des erreurs systématiques dont la loi de variation est exprimée par la formule (III. 3).

Autre exemple. Si l'axe géométrique de l'aiguille aimantée ne coïncide pas avec l'axe magnétique, lors de la mesure des azimuts à la boussole, une erreur constante d'après la valeur et le signe et égale à l'angle *noA* (Voir fig. 48), entrera dans les résultats.

Les valeurs et les signes des erreurs systématiques peuvent être envisagés d'avance. C'est pourquoi de telles erreurs doivent être prises en considération et leur influence sur les résultats des mesures ne doit pas être exclue.

Les erreurs systématiques doivent être compensées à l'aide de corrections correspondantes des résultats de mesures ou bien d'un tel procédé de mesures au cours duquel les erreurs pourraient s'exclure.

De graves fautes et les erreurs systématiques éliminées, la qualité des résultats de mesures sera déterminée seulement par les erreurs accidentelles qui ne peuvent être exclues. Pour affaiblir leur influence sur les résultats, on a recours à des mesures répétées et à l'amélioration des conditions de mesures qui consiste à choisir correctement l'instrument, le procédé de mesures et à effectuer minutieusement les opérations.

Lors des mesures répétées d'une même grandeur, on calcule l'erreur moyenne quadratique de la mesure pour évaluer la précision de la suite donnée des résultats des mesures. Cette erreur est déduite de tout l'ensemble des erreurs accidentelles de cette suite. Le carré d'une telle erreur est pris comme égal à la moyenne arithmétique des carrés des erreurs accidentelles. La suite des mesures sera estimée plus précise, plus son erreur moyenne quadratique sera moindre.

Si l'erreur moyenne quadratique de la mesure faite par un instrument quelconque est due à un assez grand nombre de mesures, à des conditions déterminées, on peut l'utiliser en qualité de critère de précision pour n'importe quelle mesure effectuée dans ces mêmes conditions.

Afin d'organiser correctement les opérations géodésiques, il faut,

connaissant d'avance la précision des mesures, faire choisir habilement l'instrument et le procédé d'opération.

Pour affaiblir l'influence des erreurs de mesures et ne pas admettre leur accumulation dans une partie quelconque du terrain à lever, *il est considéré comme règle de mener l'opération du commun au particulier.* Dans ce but, il faut choisir sur le terrain donné les points les plus caractéristiques parmi la grande quantité des points à lever et les déterminer en premier lieu, et c'est seulement après qu'on doit procéder au levé des détails. De tels points, appelés points d'appui ou points de premier ordre de chaîne, servent de base pour lever tous les objectifs et le galbe du terrain. Dans leur ensemble ces points composent un réseau géodésique de base formant ainsi un canevas, à la base duquel est effectué le levé de détails.

Les plus importantes opérations géodésiques doivent être effectuées sous contrôle. *Il ne faut jamais avancer sans contrôler les opérations antérieures, tel est le principe utilisé aux opérations géodésiques.*

Ainsi, l'organisation scientifique moderne des opérations géodésiques exige l'observation de deux principes de base: a) le développement des opérations en allant du commun au particulier ; b) le contrôle des opérations. L'unité de ces deux principes assure la productivité de travail maximum à une précision de travaux donnée.

§ 33. PROCÉDÉS ASTRONOMIQUE ET GÉODÉSIQUE DE LA CONSTRUCTION DU RÉSEAU DE BASE

La position d'un point quelconque du terrain peut être déterminée par des coordonnées géographiques, déduites des observations astronomiques (§ 5). Les coordonnées géographiques peuvent être recalculées en coordonnées rectangulaires planes à une projection équiangle cylindrique et transversale. Cependant le procédé astronomique de la détermination de la position des points d'appui n'est pas très employé.

Le procédé géodésique consiste à déterminer les coordonnées des points d'appui, d'après les mesures astronomiques des coordonnées de quelques points seulement, appelés points initiaux ou points astronomiques fondamentaux. Un tel point est mathématiquement lié à tous les autres points astronomiques fondamentaux qui forment un réseau géodésique de base ou tout simplement réseau géodésique. Le réseau géodésique peut être formé par des triangles (la triangulation), ou bien par des polygones (la polygonation). La triangulation est un procédé fondamental qui sert à créer le réseau géodésique, destiné aux levés topographiques ainsi qu'aux autres mesures géodésiques. Grâce aux mesures géodésiques et au traitement mathématique des résultats, les coordonnées des points astronomiques

fondamentaux sont transmises sur tous les points de la triangulation ou de la polygonation.

Les longueurs des côtés de la triangulation et de la polygonométrie sont de beaucoup de fois plus courtes que le rayon de la Terre. Si l'on considère éventuellement ces longueurs 100 fois plus courtes que le rayon de la Terre, l'erreur d'angle ± 0″,5 produite dans la direction d'un tel côté, provoquera un décalage linéaire du terme de ce côté égal non pas à ± 15 m, mais tout au moins 100 fois plus petit, c'est-à-dire à ± 0,15 m. De plus, même si les coordonnées des points de la triangulation ou de la polygonation, calculées des coordonnées du point astronomique, ont des erreurs de déviation de la verticale, ce ne seront que celles qui passeront sur les coordonnées à partir du point astronomique. Les coordonnées des points de la triangulation ou de la polygonation n'auront pas de propres erreurs de déviation de la verticale.

D'où il est compréhensible que *la position des points de premier ordre de chaîne peut être déterminée grâce à la triangulation ou à la polygonation ayant une précision qui dépasse beaucoup de fois la précision obtenue directement par mesures astronomiques.*

De règle, les hauteurs des points de la triangulation ou de la polygonation sont déterminées par nivellement géométrique.

Le réseau géodésique de base a une grande importance. Il limite l'accumulation des erreurs de mesures inévitables lors du levé, assure un contrôle sûr et constant, permet d'effectuer simultanément et indépendamment les travaux géodésiques sur différents terrains et n'admet pas de ruptures et de recouvrements entre les différents levés.

Comparant les points de premier ordre de chaîne donnés, déterminés avec la plus grande précision, avec leurs mesures obtenues, l'opérateur découvre les discordances qui existent entre eux. D'après la valeur de ces discordances, on peut contrôler la justesse de l'exécution des opérations et juger de leur précision.

§ 34. NATURE DE LA TRIANGULATION. TRILATÉRATION. STADIMÉTRIE

La triangulation

On choisit les points de premier ordre de chaîne autant que possible de telle manière qu'ils couvrent uniformément le territoire à lever et que de chaque point on puisse voir au minimum trois points voisins. Les points choisis sont minutieusement et sûrement fixés par des repères en infrastructure (fig. 64) et sont désignés par des signaux géodésiques ou trigonométriques (fig. 65) de construction déterminée.

Les points de premier ordre de chaîne 1, 2, 3, ... 10 (fig. 66) sont reliés entre eux dans un réseau de triangles. Pour déterminer la position réciproque de ces points dans la projection horizontale, il suffit de connaître seulement la projection horizontale d'un côté et de mesurer les projections horizontales des angles de tous les

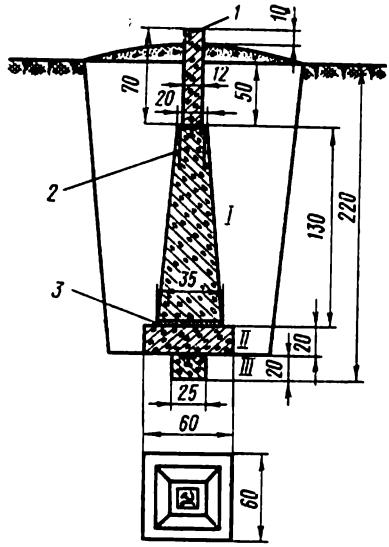


Fig. 64

1. piquet de reconnaissance. — 2. grille. — 3. fixation sur le mortier de ciment

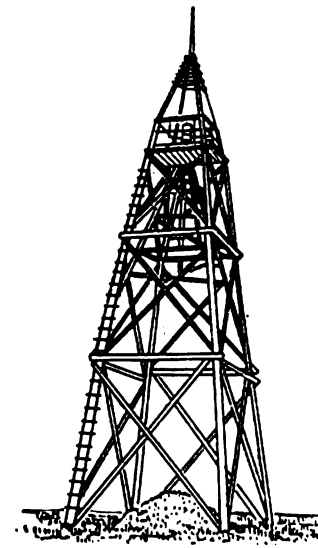


Fig. 65

triangles du réseau. On aura alors les données nécessaires pour le calcul des triangles et leur construction sur le papier sous forme réduite d'un réseau, identique au réseau dans la nature. Par conséquent, les opérations effectuées sur le terrain lors de la construction de la triangulation consistent presque exclusivement en mesures d'angles exécutées à partir des signaux, construits sur les points de premier ordre de chaîne pour que les obstacles locaux n'empêchent pas les mesures. Le côté 1—2 (fig. 66) est la base initiale. La mesure précise de la base étant impossible en général, on mesure généralement la base complémentaire *ab*, et on la relie à la base fondamentale à l'aide de la triangulation complémentaire, appelée réseau de base (2a 1b) sous forme de losange à deux diagonales et deux angles marginaux de 36° minimum. Dans ce quadrilatère on mesure avec une grande précision sa base *ab* et tous les angles. D'après ces données, on calcule la base fondamentale 1—2. Aux sommets du réseau de base sont exécutées les détermi-

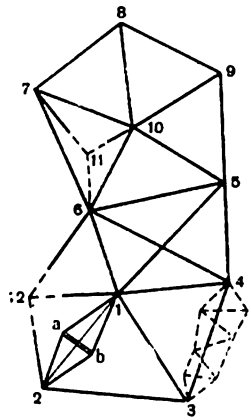


Fig. 66

nations astronomiques de la latitude et de la longitude, ainsi que de l'azimut vrai de la direction à l'un des points adjacents de la triangulation. Utilisant ces mesures, on trouve les coordonnées de tous les sommets des triangles d'après les angles et les longueurs des côtés calculés. Les hauteurs (cotes) des points sont déterminées par nivellement.

Afin d'assurer les levés et les mesures géodésiques en points de repères sur le territoire donné il se fait un réseau géodésique d'Etat. Ce réseau se compose de la triangulation et de la polygonation (représentation plane) et du nivellement géodésique (représentation altimétrique). La triangulation est divisée en 1er, 2e, 3e et 4e ordres de chaîne. La triangulation de 1er ordre a des triangles ayant des côtés de 20 km environ. Dans les régions montagneuses ces côtés peuvent atteindre 25 km. D'après la forme, les triangles de 1er ordre sont proches aux triangles équilatéraux.

La triangulation de 1er ordre est posée par rangs et suivant les méridiens et les parallèles considérés.. Les rangs, se coupant entre eux, créent un système de polygones, dont l'un est représenté sur la fig. 67. La partie du rang, se trouvant entre ses intersections avec les rangs de direction perpendiculaire, est appelée chaîne de triangles, dont la longueur doit être de 200 km au maximum. Aux frontières de chaque chaîne, aux points d'intersections des rangs,

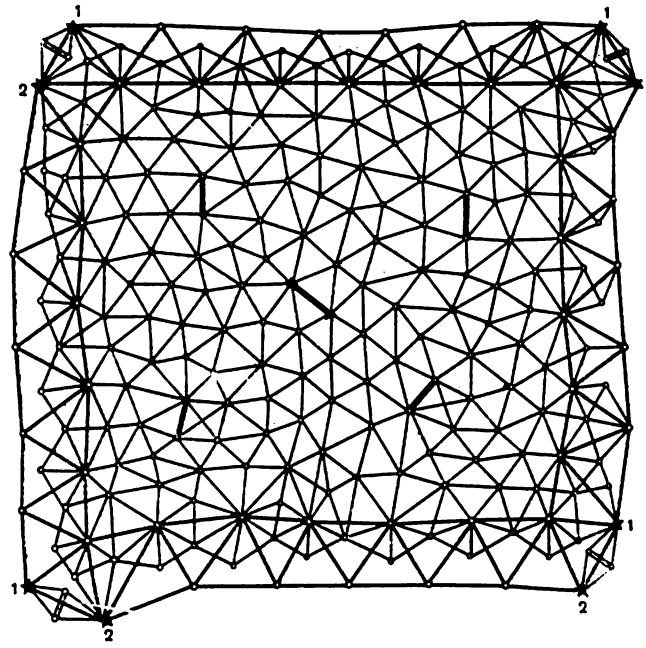


Fig. 67

sont disposés les réseaux de base 1—2. Le périmètre du polygone atteint 800—1000 km.

Les longueurs des bases de la triangulation de 1er ordre doivent être déterminées des réseaux de base ou par mesures directes avec une erreur relative du 1/400 000 au maximum. La longueur de la base doit être de 6 km au minimum et l'erreur relative de sa mesure, du 1/1 000 000 au maximum.

La mesure des angles sur les points de la triangulation de 1er ordre est effectuée avec un appareillage de haute précision. L'erreur moyenne quadratique de l'angle doit être de ±0″,7 au maximum.

Les surfaces qui restent à l'intérieur des polygones de 1er ordre sont remplies par un réseau de triangles de 2e ordre, à l'intérieur duquel s'inscrivent, à leur tour les réseaux de 3e et 4e ordre. Les côtés des triangles de 2e ordre doivent avoir une longueur de 7 à 20 km.

L'erreur moyenne quadratique de l'angle de la triangulation de 2e ordre doit être de ±1″. L'erreur relative de la base d'une triangulation de 2e ordre doit être du 1/300 000 au maximum.

Afin d'obtenir un plus grand nombre de points de repères, on développe les triangles de 3e et 4e ordre. Les longueurs des côtés des triangles de 3e ordre sont, en général, de 5 à 8 km et celles de 4e ordre, de 2 à 5 km.

L'erreur moyenne quadratique de l'angle doit être au maximum de ±1″, 5 dans les triangles de 3e ordre, et de ±2″, dans ceux de 4e ordre.

Des points de triangulation de 3e ordre, on détermine quelques points supplémentaires de 4e ordre ; le plus souvent ces points sont des objets fixes sur le terrain : paratonnerres, cheminées d'usines, pointes des maisons, etc.

Si la triangulation de 1er et 2e ordre manque, on construit les réseaux indépendants de 3e et 4e ordre avec mesure absolue d'au moins deux de ses bases en les raccordant plus tard à la triangulation des ordres supérieurs. La fig. 66 représente un schéma de triangulation indépendante de 3e ordre, des points de 4e ordre (11 et 12).

Dans la triangulation les bases sont mesurées par des fils d'invar * qui assurent une haute précision de mesure. Les bases des triangulations indépendantes, utilisées aux travaux publics, par exemple, lors du piquetage des tunnels, des ponts, sont parfois mesurées par des rubans d'acier ou d'invar gradués.

Trilatération et stadimétrie

L'utilisation de la détection radar ou optique, afin d'effectuer une mesure précise des distances, permet de mesurer les bases sans construire les réseaux de base. Ce procédé donne la possibilité, en

* L'invar est un alliage dont le coefficient de dilatation est presque nul ; la teneur en fer est égale à 64 p.c. et celle en nickel, à 36 p.c. — Note du rédacteur.

dehors de la triangulation composée de triangles à angles mesurés, de créer la trilatération, ayant pour but de mesurer seulement les bases. Il y a aussi le troisième procédé composé de deux premiers permettant de mesurer les angles et les bases des triangles.

La distance D peut être déterminée d'après le temps t de parcours d'ondes radio-électriques ou lumineuses jusqu'à l'objectif et en retour, si la vitesse v de cette diffusion est connue :

$$D = \frac{1}{2} vt.$$

Un appareil radio émet et reçoit les courtes impulsions reflétées ; ayant sur l'écran les traces de ces impulsions, on détermine, d'après la distance entre elles le temps t de parcours des ondes radio-électriques. La distance D peut être aussi déterminée à l'aide d'impulsions lumineuses à haute fréquence.

La précision des mesures effectuées à l'aide de nouveaux procédés dépend largement des conditions atmosphériques (pression, température, humidité) le long de la ligne d'observation qu'on doit prendre en considération. L'erreur dans la distance, provoquée par les facteurs indiqués, est beaucoup plus grande pour les ondes radio que pour la lumière. De plus, les résultats des mesures radiotélémétriques peuvent être faussés par les rayons radio-électriques réfléchis à la surface du sol.

L'appareillage radio-électrique moderne assure une haute précision des mesures, surtout des grandes distances de l'ordre de 250 à 300 km ayant une erreur relative du 1/50 000 au 1/100 000.

Un tel appareillage trouve son utilisation lors de la cartographie à l'aide de l'aérophotogrammétrie des régions peu accessibles à faible population.

La détection optique fournit une grande précision à de petites distances. Le télémètre électronique et optique permet de déterminer des distances atteignant 10 km à une erreur relative du 1/100 000 au maximum.

Il existe des télémètres de plus haute précision permettant de mesurer les distances jusqu'à 25 km à une erreur relative du 1/400 000 environ.

Afin de mesurer les distances jusqu'à 5 km à une erreur de 15 à 20 cm, on emploie aussi un télémètre optique d'une précision convenable.

Un télémètre optique d'encombrement réduit est surtout utilisé pour mesurer les distances de 2 à 3 km au maximum. La portée diurne d'action du télémètre optique est moins que la nuit.

Le telluromètre, fonctionnant sur les ondes radio ultra-courtes, est destiné à effectuer la mesure des distances de 150 m jusqu'à

50 km. Il fait une erreur ΔD à une distance mesurée D égale a 5 cm+ $\frac{D}{300\,000}$ cm, ou bien les erreurs relatives suivantes :

D	150 m	1 km	10 km	50 km
$\frac{\Delta D}{D}$	1/3000	1/19 000	1/120 000	1/230 000

Mais si la portée d'un telluromètre est plus grande que celle de n'importe quel télémètre optique connu, la précision du meilleur télémètre optique moderne, ou géodimètre Bergstrand, est presque trois fois plus grande que celle d'un telluromètre.

La création d'un instrument à transistors et en conséquence plus léger contribuera à la pénétration de nouveaux procédés de mesures dans la pratique géodésique de masse afin d'élever le rendement du travail.

§ 35. NATURE DE LA POLYGONATION

Soit la projection horizontale d'une certaine parcelle de terrain (fig. 68) dont les points A, B, C, D, E sont les plus caractéristiques ; prenons-les comme points de repères. Pour déterminer la position réciproque de ces points dans le plan horizontal, supposons qu'ils soient liés entre eux en un ou plusieurs polygones. Appelons le polygone $ABCD$, limitant la parcelle donnée, polygone p r i n c i p a l, sur lequel se griffe le canevas secondaire. Les lignes polygonales divisant le polygone principal en parties sont appelées c h e m i n e m e n t s i n t é r i e u r s.

Ayant mesuré tous les côtés et angles du polygone principal et des cheminements intérieurs, on aura plus de données qu'il ne le faut pour déterminer la position réciproque des points de repères dans la projection horizontale ; cet excès des angles et des côtés mesurés sert à contrôler les mesures.

Pour orienter les polygones à un des points de repères, il faut encore mesurer l'azimut ou bien déterminer le gisement d'un côté quelconque, partant de ce point.

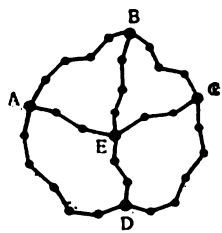


Fig. 68

Se basant sur les mesures effectuées, on calcule les coordonnées des points de repères. L'ensemble des cheminements de base dont on connaît tous les côtés et angles (aux points A, B, C, D, E) est un réseau de polygonation. Le réseau de polygonation est construit ou bien indépendamment (fig. 68), si la triangulation est impuissante, ou bien c'est un procédé complémentaire à la triangulation ayant un nombre de points de repères insuffisants. On tâche de planter les cheminements ayant les

mêmes distances entre les points et les angles formés par les côtés très proches de 180°.

Les cheminements tendus et presques rectilignes assurent la plus haute précision de la position des points de repère et permettent de simplifier le traitement mathématique des résultats de mesure.

Lors de la construction du réseau de polygonation, on suit le principe du passage du commun au particulier (voir la triangulation) : les cheminements de plus petite précision sont basés sur ceux de plus haute précision. Les cheminements de petite précision, servant de base des levés, sont appelés cheminements au théodolite. Le cheminement au théodolite admet qu'on emploie de différents angles de braquage et non pas seulement ceux qui sont proches de 180°.

Les côtés dans la polygonation sont déterminés par mesures directes, à l'aide de rubans ou de fils (d'acier ou d'invar) ou bien à l'aide d'un télémètre ou, enfin, ils sont obtenus indirectement par calculs effectués sur la base de mesures auxiliaires. La polygonation dans laquelle les côtés sont mesurés à une haute précision directement à l'aide d'instruments de mesure, est appelée traverse. La polygonation basée sur la détermination indirecte des côtés d'après la courte base et des angles aigus, mesurés à une haute précision, est appelée polygonation parallactique ou de base. Si la base *PQ* (fig. 69) est perpendiculaire au côté *DE* du cheminement *ABCDE* étant divisée par ce côté en deux, il suffit de mesurer la base *PQ* et les angles aigus φ_1 et φ_2 afin de déterminer la longueur du côté *DE*.

Les cheminements au théodolite exécutés à l'aide d'un théodolite et d'un ruban d'acier de 20 m, sont raccordés aux points de triangulation ou de polygonation ; s'il n'y en a pas, les cheminements sont fermés : ils forment des polygones. Mais en général, la mesure des distances exigeant beaucoup de main-d'œuvre, rend impossible le remplacement de la triangulation de 1er et de 2e ordre par la polygonation. Le développement du matériel de mesure électronique et optique permettant d'alléger les opérations géodésiques et d'obtenir une haute précision de mesures, ouvre une possibilité d'employer plus largement la polygonation.

Pour désigner et fixer les points du réseau de polygonation, on emploie différents procédés le choix desquels dépend de la destination, du genre et du degré de précision du réseau.

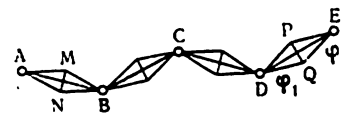


Fig. 69

§ 36. RÉSEAU DE NIVELLEMENT

Tous les points du réseau géodésique de base doivent être déterminés aussi d'après l'altitude. Le nivellement représente le procédé principal de la détermination des altitudes des points du réseau géodésique. Le réseau de nivellement se compose du nivellement de 1er, 2e, 3e, 4e ordre.

Le nivellement de 1er ordre (haute précision) est une des opérations géodésiques les plus précises ; elle est exécutée à l'aide des instruments et des procédés de mesures les plus perfectionnés et fournit la plus haute précision des mesures.

Les procédés modernes de nivellement de 1er ordre amènent sur 1 km de cheminement une erreur moyenne quadratique accidentelle égale à ± 5 mm et une erreur systématique, $\pm 0{,}05$ mm. Le nivellement de 2e ordre a pour but de créer un réseau géodésique précis pour le développement ultérieur sur sa base des nivellements de 3e et 4e ordre.

Les cheminements de nivellement de 2e ordre sont construits le long des chemins de fer, des chaussées et des routes non pavées, ainsi que le long des grands cours d'eau. Le réseau de nivellement de 2e ordre est construit sous forme d'un système de polygones fermés dont le périmètre ne dépasse pas 500—600 km. Les écarts de fermeture des polygones et des cheminements de 2e ordre ne doivent pas dépasser ± 5 mm $\sqrt{L}$, L étant le périmètre du polygone ou du cheminement en kilomètres.

Les réseaux de nivellement de 3e ordre se développent à l'intérieur des polygones de 2e ordre coupant les derniers en parcelles approximativement égales par des polygones de 3e ordre ; leur périmètre est de 150 à 200 km. Le nivellement de 3e ordre doit s'effectuer à une telle précision que les écarts de fermeture des cheminements et des polygones ne dépassent ± 10 mm $\sqrt{L}$, L étant la longueur du cheminement en kilomètres. Le nivellement de 2e et 3e ordre est exécuté sur chaque ligne dans les directions directes et vice versa.

Afin d'avoir un réseau de nivellement assurant les levés au 1/5000 au minimum, les côtés de nivellement sont exécutés, compte tenu de la construction de polygones à périmètre de 60 km environ.

Le nivellement de 4e ordre se fait à la base du réseau de 3e ordre et il est effectué dans le but d'argumenter l'altimétrie des levés topographiques. Le nivellement de 4e ordre est exécuté à une telle précision que les écarts de fermeture des cheminements ou des polygones ne dépassent ± 20 mm $\sqrt{L}$, L étant la longueur du cheminement ou le périmètre du polygone en kilomètres.

Les lignes de nivellement de tous les ordres sont fixés sur le terrain par des signaux constants ou repères de construction déterminée, installés tous les 5 ou 7 km, dans les régions peu accessibles,

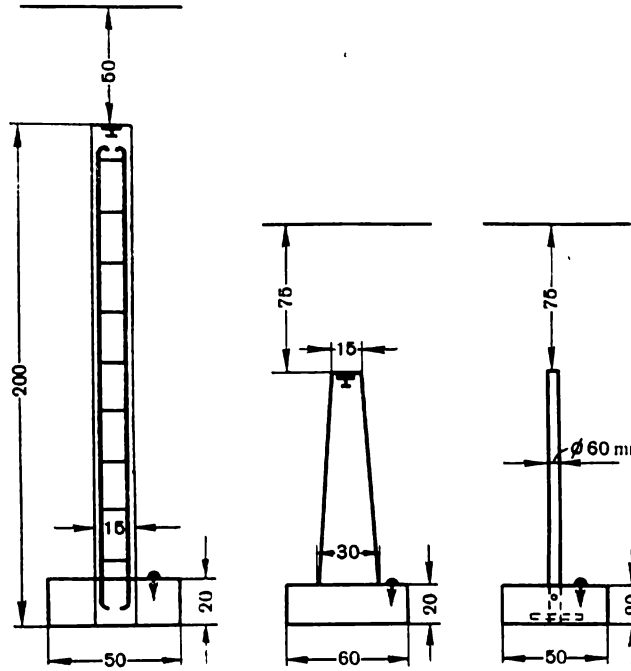
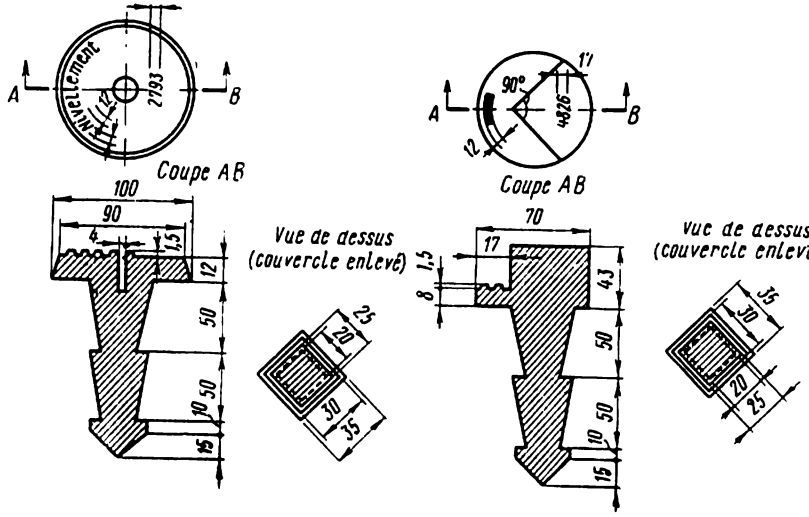


Fig. 70



а б

Fig. 71

tous les 10 ou 15 km. Le signal en superstructure est représenté sur la fig. 70.

Lors de la construction des lignes de nivellement à travers les agglomérations, dans chacune d'elles doivent être placés dans les murs un ou deux repères sous forme d'un disque (fig. 71, *a*) et des repères classiques (fig. 71, *b*). Au centre du disque est fait un trou la cote duquel est bien déterminée. Les disques et les repères sont scellés dans les fondations des châteaux d'eau et des édifices de construction capitale, les culées des ponts, etc. Sur toutes les lignes de nivellement de 1er et 2e ordre les repères de base sont fixés tous les 50 ou 80 km, sur des roches géologiquement basiques du continent.

§ 37. CANEVAS DE DÉTAIL. DÉTAILS. RÉSEAU D'ÉTAT DES COORDONNÉES GÉODÉSIQUES. PROCÉDÉS DES LEVÉS DE DÉTAILS

Canevas de détail

On distingue le réseau d'Etat géodésique ou le canevas d'ensemble, le canevas de détail et les détails.

Il peut se faire qu'il n'y ait pas assez de points géodésiques afin de lever des détails. Dans ce cas, le canevas d'ensemble est complété du canevas de détail et des détails planimétriques et altimétriques, construits au terrain.

Le canevas de détail est subdivisé à son tour, aux réseaux de triangulation de 1er et de 2e ordres, aux réseaux de polygonation de 1er et de 2e ordres et aux réseaux de nivellement utilisés aux travaux publics.

Le réseau de triangulation se fait à l'aide du procédé de l'intersection qui consiste à déterminer les positions des points par intersection des directions partant des points géodésiques de tous les ordres (par exemple, de telle manière est déterminée la position des points 11 et 12, fig. 66). La longueur des côtés du réseau de 1er ordre est de 2 à 5 km, celle des côtés de 2e ordre, de 0,5 à 3 km. L'erreur moyenne quadratique angulaire, d'après sa valeur absolue, ne doit surpasser 5″ (réseau de 1er ordre) ou 10″ (réseau de 2e ordre) ; les écarts de fermeture des triangles, respectivement 20″ ou 40″.

L'erreur relative des bases de départ ne doit être plus du 1/50 000 (1er ordre) ou du 1/25 000 (2e ordre). Les erreurs et les écarts de fermeture relatifs des cheminements de polygonation ne doivent être plus du 1/10 000 (1er ordre) et du 1/5000 (2e ordre).

La moyenne quadratique angulaire, d'après sa valeur absolue, ne doit surpasser 5″ (cheminement de 1er ordre) ou 10″ (cheminement de 2e ordre).

Les écarts de fermeture des cheminements et des polygones de

nivellement employés aux travaux publics, d'après leur valeur absolue, ne doivent être plus de 50 $\sqrt{L}$ mm, L étant la longueur du cheminement ou du périmètre du polygone en kilomètres.

La hauteur des points géodésiques du canevas de détail est déduite du nivellement direct ou indirect et dépend des travaux à accomplir.

Le canevas de détail est construit entre les points du canevas d'ensemble.

S'il n'y a pas de tels points on construit des réseaux indépendants rattachés plus tard aux points géodésiques du réseau d'Etat.

Détails

Les détails servent de base des levés de détails ainsi que d'autres opérations (par exemple, le transfert en in situ des ouvrages d'art).

Les détails peuvent être planimétriques et altimétriques.

Les détails sont levés à l'aide du procédé de l'intersection réalisé des points géodésiques de tous les ordres, y compris le levé au théodolite et à la planchette ainsi que la construction des réseaux géométriques (§ 158). Les détails planimétriques peuvent avoir une précision égale au 1/3000 au maximum dont le degré dépend des travaux à accomplir.

Les détails altimétriques réalisés sous forme de cheminement et polygones de nivellement, se font à l'aide du théodolite ou de l'alidade à lunette. Les écarts de fermeture de nivellement à mode goniométrique, d'après leur valeur absolue, ne doivent surpasser 0,1 $\sqrt{L}$ m et ceux à mode décliné, 0,2 $\sqrt{L}$ m.

Si on a à lever des parcelles de 20 km² au maximum, à l'échelle de 1/5000 ou celles de 6 km², à l'échelle de 1/2000, il est recommandé d'exécuter un levé basant sur des procédés à mode goniométrique (par exemple, le cheminement au théodolite).

Réseau d'Etat des coordonnées géodésiques

On détermine les coordonnées des points géodésiques du canevas d'ensemble d'après le réseau d'Etat géodésique.

Les coordonnées géodésiques sont calculées sur un sphéroïde (ellipsoïde) choisi.

Les points géodésiques de base sont projetés de façon orthogonale, de la surface terrestre sur celle de l'ellipsoïde. La position des projections est déterminée par les coordonnées géodésiques, c'est-à-dire par le parallèle et la longitude géodésiques qui ne sont d'autres que les coordonnées géographiques appelées géodésiques afin de les différencier des coordonnées dites astronomiques, obtenues à l'aide des mesures astronomiques. Les dernières sont étroitement liées aux lignes verticales aux points correspondants de la surface

terrestre tandis que les coordonnées géodésiques sont liées à la normale à l'ellipsoïde passant par les mêmes points.

Au point de départ le parallèle et la longitude géodésiques sont pris respectivement égaux au parallèle et à la longitude astronomiques.

Procédés des levés de détails

Examinons les procédés de détermination planifiée de la position des points du terrain par rapport aux points et lignes de base. Soient *A*, *B*, *C*, *D*, *E*, *F* les points de repères (fig. 72).

Procédé par coordonnées rectangulaires. Il nous faut déterminer la position du point *M*. Supposons que la ligne de base *AB* la plus proche du point *M* soit l'axe d'abscisses et le point *A*, son point de départ. L'axe d'abscisses et son point de départ représentent un système de coordonnées par rapport auquel est déterminée la position du point *M*.

Abaissons du point à déterminer la perpendiculaire *MN* sur l'axe d'abscisses. Le segment d'axe *AN* à partir du point de départ *A* est l'abscisse du point *M*, et la perpendiculaire *MN*, l'ordonnée de ce même point. Ayant mesuré l'abscisse et l'ordonnée, on obtient deux grandeurs, appelées coordonnées rectangulaires du point *M*. Evidemment, les deux coordonnées déterminent entièrement la position de n'importe quel point par rapport à la ligne de base choisie.

Le procédé des coordonnées rectangulaires est utilisé lors du

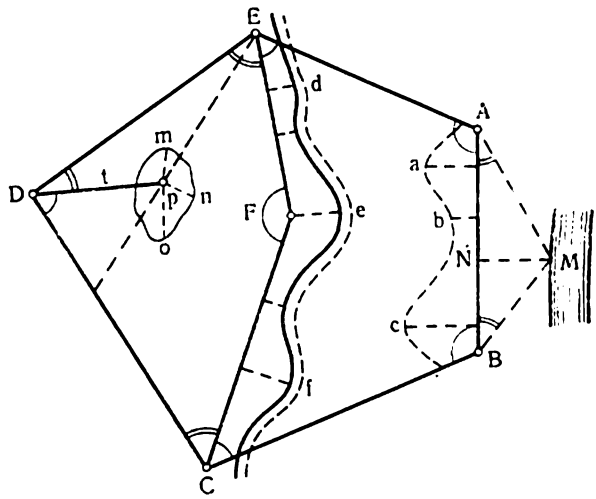


Fig. 72

levé des formes allongées, par exemple, les galbes des routes, cours d'eau, des ravins, etc. A l'aide de ce procédé, on détermine les points des configurations *abc* et *def* (fig. 72). Comme axes d'abscisses, on considère généralement les lignes du polygone principal ou cheminement intérieur les plus proches et comme point de départ des abscisses, le commencement de chaque ligne. Si on utilise ce procédé, les levés au terrain consistent à déterminer des projections horizontales des lignes et à abaisser sur elles des perpendiculaires.

Procédé par coordonnées polaires. En utilisant ce procédé, on peut de même déterminer la position d'un point quelconque par rapport aux lignes du polygone principal ou du cheminement intérieur. Soient la ligne de base ou axe polaire *AB*, la plus proche du point *M*, et le point *A* ou le pôle (fig. 72). L'axe polaire et le pôle représentent un système de coordonnées polaires. Du pôle menons la direction *AM* sur le point à déterminer. L'angle *MAB* compris entre cette direction et l'axe polaire est appelé angle polaire et le segment *AM*, le rayon-vecteur du point *M*. Ayant mesuré l'angle polaire et le rayon-vecteur, on obtient deux grandeurs appelées coordonnés polaires du point *M*. Ces données sont suffisantes pour construire le point *M*.

En qualité d'axe polaire et de pôle, on peut prendre n'importe quelle ligne et point du polygone de base ou du cheminement intérieur. Sur la fig. 72, en utilisant ce procédé, sont portés les points *m*, *n*, *o* à partir du pôle *P* par rapport à l'axe polaire *DP*. La position du pôle même *P* peut être déterminée par procédé polaire à partir du pôle *D* par rapport à l'axe polaire *DC* ou *DE*.

Procédé par coordonnées bipolaires ou l'intersection. Supposons que la ligne *AB* du polygone principal (ou du cheminement intérieur) la plus proche du point *M* à déterminer soit la base. Ayant mesuré à partir des termes les angles *BAM* et *ABM*, on peut déterminer le point *M* étant le sommet du triangle construit d'après un côté et deux angles contigus. Les angles *BAM* et *ABM* sont parfois appelés coordonnées angulaires bipolaires du point *M* et les points *A* et *B*, leurs pôles. Ce procédé est surtout commode à utiliser dans le cas où le point à déterminer est inaccessible.

Ce procédé des levés au terrain consiste à mesurer la base et les projections horizontales des angles. La détermination du point d'après le procédé de l'intersection sera la plus avantageuse, si les rayons *AM* et *BM* se coupent sous angle droit. Les visées sous angle de moins de 30° et plus de 150° donnent la position inexacte du point à déterminer.

Si le point *M* est accessible, on opère dans le mode d'intersection linéaire. Dans ce but, on mesure les rayons-vecteurs *AM* et *BM* ; le point *M* sera obtenu sur le plan sous forme de sommet du triangle construit d'après ses trois côtés. Le mode

d'intersection linéaire est souvent utilisé pendant le levé des immeubles.

Procédé de cheminement. Si à l'intérieur de la parcelle levée sur la base d'un réseau fondamental, se trouve le galbe d'un objet ayant une grande importance, il arrive assez souvent de construire directement d'après un tel galbe un polygone dans lequel on mesure tous les côtés et les angles. Le galbe du polygone représentera dans ce cas le galbe à lever. Le polygone doit être rattaché au réseau de base à deux de ses points moyennant la prolongation des cheminements au théodolite.

Procédé par alignements. Soit à déterminer la position d'un point de repère complémentaire *P* (fig. 72). Continuons la ligne *EP* jusqu'à son intersection avec la ligne *CD* au point *Q*. Le point à déterminer *Q* se trouvera alors dans l'alignement *EQ*, c'est-à-dire dans le plan vertical passant par les points *E* et *Q*. Ayant mesuré les segments *DQ* et *QP*, il est facile de construire le point *P*, La position de ce point est déterminée par conséquent par deux mesures. Dans le but de contrôler la position de ce même point *P*, on peut le déterminer par d'autres mesures, par exemple, par les segments *CQ* et *EP*.

Les altitudes des points du terrain sont déterminées par un des procédés de nivellement.

L'aperçu des procédés de construction des réseaux géodésiques de base et des levés de détails amène à la conclusion que pour effectuer les travaux de levés, il faut savoir :

1. mesurer directement ou déterminer indirectement les projections horizontales des lignes ;
2. mesurer les projections horizontales des angles et des directions (des azimuts ou des rhumbs) ;
3. construire des perpendiculaires sur le terrain.

CHAPITRE IX

GÉNÉRALITÉS SUR LA THÉORIE DES ERREURS DE MESURES

§ 38. PROPRIÉTÉS DES ERREURS DE MESURES ACCIDENTELLES

Sachant que les opérations géodésiques se composent en général de mesures et que toutes les mesures s'accompagnent d'erreurs inévitables, ou accidentelles, il est nécessaire d'étudier la nature de telles erreurs et leurs propriétés. Ceci permettra, premièrement, d'estimer la précision des résultats des mesures obtenus et, deuxièmement, d'en tirer la conclusion basée sur les résultats des mesures.

Supposons que les résultats des mesures ne contiennent pas de fautes graves ni d'erreurs systématiques.

Désignons par X la valeur précise d'une grandeur quelconque et par l, la valeur mesurée de cette grandeur ; supposant que le résultat de la mesure contienne seulement une erreur accidentelle, trouvons sa valeur et son signe en prenant la différence :

$$X-l=\Delta. \qquad \text{(IX.1)}$$

Si $X>l$, l'erreur est positive, si $X<l$, l'erreur est négative.

Les mesures, effectuées dans des conditions permettant de compter tous les résultats identiquement sûrs, sont appelées équiprécises. Si on effectue un assez grand nombre de telles mesures d'une grandeur quelconque, dont la valeur est connue d'avance, on peut composer un rang d'erreurs accidentelles obtenues. L'étude de différents rangs de mesures montre que sous la forme d'une absence apparente de conformité à la loi quelconque dans les rangs contenant seulement des erreurs accidentelles, il se manifeste une conformité dite statistique (conformité de phénomènes en masse). Elle se manifeste d'autant plus considérablement que le rang contient un plus grand nombre de mesures. En comparant les rangs des erreurs accidentelles équiprécises, on trouve que les erreurs accidentelles ont les propriétés suivantes :

a) *pour des conditions données de mesures les erreurs accidentelles ne peuvent dépasser une limite déterminée d'après la valeur absolue* ;

b) *les erreurs, ayant la valeur absolue plus petite, apparaissent plus souvent* ;

c) *les erreurs positives apparaissent aussi souvent que les erreurs négatives qui leur sont égales d'après la valeur absolue* ;

d) *la moyenne arithmétique des erreurs accidentelles de précision identique d'une même grandeur tend d'une manière illimitée vers le zéro si le nombre de mesures augmente.*

La dernière propriété résulte des précédentes. En effet, ayant pris un assez long rang de mesures, on peut attendre que dans la somme des erreurs accidentelles $(\Delta_1+\Delta_2+\ldots+\Delta_n)$ d'un tel rang restera toujours une grandeur finale et nulle, si $n\to\infty$:

$$\lim \frac{\Delta_1+\Delta_2+\ldots+\Delta_n}{n}=0,$$

les erreurs positives étant compensées par les erreurs négatives.

La tendance vers zéro de l'expression $\frac{\Delta_1+\Delta_2+\ldots+\Delta_n}{n}$ doit être comprise dans le sens statistique : lorsque n augmente, cette expression peut ou bien accroître ou bien décroître, mais en général elle conserve la tendance d'approcher vers zéro.

Sur les propriétés énumérées des erreurs accidentelles déduites ci-dessus permettent de les compter ou d'estimer la précision des résultats des mesures ; outre cela, ces propriétés servent de base à la détermination des valeurs les plus sûres des grandeurs mesurées, pour lesquelles l'influence des erreurs accidentelles serait minimale. Ce dernier problème est appelé équilibre des résultats des mesures.

§ 39. MOYENNE ARITHMETIQUE

Soit une grandeur quelconque mesurée n fois à l'aide d'un même instrument, par le même opérateur et dans les mêmes conditions ; les résultats équiprécis obtenus sont suivants : $l_1, l_2, l_3, \ldots, l_n$. Le problème de l'équilibre du rang des mesures donné consiste à déterminer la valeur la plus sûre de la grandeur mesurée.

Si X est la valeur précise de la grandeur mesurée, en vertu de la condition (IX.1), on peut écrire le rang d'erreurs accidentelles :

$$\Delta_1 = X - l_1 \; ; \; \Delta_2 = X - l_2 \; ; \; \ldots \; \Delta_n = X - l_n. \qquad \text{(IX.2)}$$

D'où la somme des erreurs accidentelles :

$$\Delta_1 + \Delta_2 + \ldots + \Delta_n = nX - (l_1 + l_2 + \ldots + l_n).$$

Dans la théorie des erreurs, il est admis de désigner les sommes par crochets. D'où l'équation prend la forme :

$$[\Delta] = nX - [l],$$

et

$$X = \frac{[l]}{n} + \frac{[\Delta]}{n}. \qquad \text{(IX.3)}$$

D'après la quatrième propriété des erreurs accidentelles $\frac{[\Delta]}{n}$ tend vers zéro, si le nombre de mesures accroît.

On admet que *la moyenne arithmétique des mesures équiprécises est le résultat le plus précis de telles mesures à tout nombre n.*

§ 40. ERREUR MOYENNE QUADRATIQUE DE LA MESURE. ERREUR MAXIMUM

Pour juger du degré de précision des mesures d'un rang donné, il faut déduire la valeur moyenne de l'erreur de mesure. On pourrait penser qu'il est plus naturel de prendre la moyenne arithmétique de toutes les erreurs accidentelles. Cependant, les différents signes de quelques erreurs influenceraient sur la valeur de l'erreur moyenne et il pourrait arriver que le rang ayant de plus graves

erreurs, reçoive la plus petite erreur moyenne par rapport à un autre rang ayant des erreurs moins graves. Si on trouve la moyenne arithmétique des valeurs absolues des erreurs accidentelles, on ne verrait pas assez distinctement la présence de quelques erreurs relativement graves. Deux rangs à erreurs moyennes égales, déduites des valeurs absolues de quelques erreurs, ne peuvent être évidemment reconnus de même précision, si l'un d'eux contient quelques erreurs relativement graves.

Si l'on choisit le critère destiné à évaluer la précision des mesures du rang donné, il ne faut pas qu'en pratique l'on considère que le résultat soit faux indépendamment de sa valeur vraie. Outre cela, plus les différentes erreurs d'un rang donné, seront graves, plus sa précision sera petite. Il en resulte qu'il faut établir un tel critère d'estimation de la précision des mesures qui ne dépendra pas des signes des différentes erreurs et d'après lequel la présence de quelques erreurs relativement graves soit mieux mise en relief. C'est l'erreur moyenne quadratique qui satisfait à telles exigences. Supposons que le carré de cette erreur soit égal à la moyenne arithmétique des carrés des différentes erreurs accidentelles. Si m est l'erreur moyenne quadratique de mesure et $\Delta_1, \Delta_2, \ldots, \Delta_n$, les erreurs éventuelles de mesures, on a :

$$m^2 = \frac{\Delta_1^2 + \Delta_2^2 + \ldots + \Delta_n^2}{n} = \frac{[\Delta \cdot \Delta]}{n},$$

ou

$$m = \pm \sqrt{\frac{[\Delta \cdot \Delta]}{n}}. \qquad \text{(IX.4)}$$

Par exemple, soit un rang d'erreurs accidentelles d'une grandeur quelconque : $+4''$, $-2''$, $0''$, $-4''$, $+3''$. D'après la formule (IX.4), on trouve l'erreur quadratique moyenne :

$$m = \pm \sqrt{\frac{16+4+0+16+9}{5}} = \pm 3''.$$

La théorie des probabilités nous fournit le fait qu'à un assez grand nombre de mesures l'erreur accidentelle de mesure peut être plus grande que la moyenne quadratique environ dans 32 cas sur 100, plus grande que la moyenne quadratique doublée dans 5 cas sur 100 et plus grande que la moyenne quadratique triplée seulement dans 3 cas sur 1000. Par conséquent, il est peu probable qu'on trouve une erreur accidentelle plus grande que la moyenne quadratique triplée. C'est l'erreur maximum maximorum :

$$\Delta_{lim} = 3m. \qquad \text{(IX.5)}$$

Parfois on emploie l'erreur moyenne quadratique doublée, appelée erreur maximum.

§ 41. ERREUR MOYENNE QUADRATIQUE DES FONCTIONS, DES GRANDEURS MESUREES

1. Examinons la fonction :

$$z=x+y, \tag{a}$$

x et y étant des termes indépendants. Désignons respectivement par Δx, Δy et Δz les erreurs accidentelles des termes et de la somme. Si x change en Δx et y, en Δy, z changera en Δz, et on aura :

$$z+\Delta z=(x+\Delta x)+(y+\Delta y),$$

d'où :

$$\Delta z=\Delta x+\Delta y. \tag{a'}$$

Si chaque terme a été mesuré n fois, on peut écrire n rapports sous forme (a'). Elevant chaque terme au carré, on obtiendra n égalités sous forme :

$$\Delta z_i^2=\Delta x_i^2+\Delta y_i^2+2\Delta x_i\,\Delta y_i,$$

dans lesquelles i ayant successivement toutes les valeurs de 1 jusqu'à n. Additionnant les parties de gauche et de droite de n égalités et divisant ensuite les deux parties de l'égalité sommaire par n, on aura :

$$\frac{[\Delta z^2]}{n}=\frac{[\Delta x^2]}{n}+\frac{[\Delta y^2]}{n}+2\frac{\Delta x\cdot\Delta y}{n},$$

où $\Delta x\cdot\Delta y$ représente la somme des produits des erreurs accidentelles indépendantes. Chacun de ces produits possède toutes les propriétés des erreurs accidentelles, c'est pourquoi à n suffisamment grand, on peut rejeter le dernier terme de la partie de droite de cette égalité, et on aura :

$$\frac{[\Delta z^2]}{n}=\frac{[\Delta x^2]}{n}+\frac{[\Delta y^2]}{n}.$$

Prenant en considération la formule (IX.4), on peut écrire :

$$m_z^2=m_x^2+m_y^2, \tag{IX.6}$$

m_z, m_x, m_y étant les erreurs moyennes quadratiques des fonctions et des arguments. Il n'est pas difficile de s'assurer que la formule (IX.6) est aussi vraie pour la fonction :

$$z=x-y.$$

Ainsi, *le carré de l'erreur moyenne quadratique de la somme algébrique de deux arguments est égal à la somme des carrés des erreurs moyennes quadratiques des termes.*

Dans le cas particulier, lorsque $m_x = m_y = m$, on a :

$$m_z = \pm m\sqrt{2}. \qquad \text{(IX.7)}$$

L'erreur moyenne quadratique de la somme algébrique de deux grandeurs mesurées à la même précision est de $\sqrt{2}$ fois plus grande que l'erreur moyenne quadratique d'un terme. Si, par exemple, dans un triangle deux angles sont mesurés avec des erreurs moyennes quadratiques $\pm 3''$ et $\pm 4''$, l'erreur moyenne quadratique du troisième angle, calculé d'après les deux angles mesurés, sera évidemment de $\pm 5''$.

Problème 1. L'erreur moyenne quadratique de la somme de deux angles équiprécis est de $\pm 14''$. Trouver l'erreur moyenne quadratique d'un angle.

Problème 2. Deux lignes sont mesurées, l'une de 137,21 m de longueur avec une erreur moyenne quadratique de ± 4 cm, l'autre de 84,10 m avec une erreur moyenne quadratique de ± 3 cm. Trouver les moyennes quadratiques et les erreurs relatives correspondantes de la somme et de la différence de ces longueurs.

Réponse. L'erreur moyenne quadratique de la somme algébrique des deux longueurs est égale à ± 5 cm. Les erreurs relatives de la somme et de la différence des longueurs sont respectivement égales à :

$$\pm \frac{0{,}05}{221{,}31} = \pm \frac{1}{4426} \text{ et } \pm \frac{0{,}05}{53{,}11} = \pm \frac{1}{1062}.$$

2. Prenons la fonction :

$$z = x_1 \pm x_2 \pm \ \ldots \ \pm x_n \qquad \text{(b)}$$

de plusieurs grandeurs indépendantes. Soient m_z, m_1, m_2 ... m_n les erreurs moyennes quadratiques de la fonction et des arguments. On aura évidemment :

$$m_z^2 = m_1^2 + m_2^2 + \ \ldots \ + m_n^2. \qquad \text{(IX.8)}$$

Le carré de l'erreur moyenne quadratique de la somme algébrique des arguments est égal à la somme des carrés des erreurs moyennes quadratiques des termes.

En effet, si nous avions seulement la fonction de trois arguments $z = x_1 \pm x_2 \pm x_3$ ou $z = (x_1 \pm x_2) \pm x_3$, on pourrait écrire en vertu de (IX.6) :

$$m_z^2 = m_{1,2}^2 + m_3^2,$$

$m_{1,2}$ étant l'erreur moyenne quadratique de la somme algébrique $x_1 \pm x_2$. D'où d'après la formule (IX.7)

$$m_{1,2}^2 = m_1^2 + m_2^2.$$

Par conséquent, pour une somme algébrique de trois grandeurs indépendantes, on aura : $m_z^2 = m_1^2 + m_2^2 + m_3^2$.

Continuant ce raisonnement, on arrivera évidemment au rapport (IX.8).

Dans un cas particulier, lorsque tous les arguments de la fonction donnée ont une même erreur moyenne quadratique m, la formule (IX.8) prendra la forme :

$$m_z = \pm m\sqrt{n}, \qquad \text{(IX.9)}$$

L'erreur moyenne quadratique de la somme algébrique des grandeurs mesurées avec la même précision est de $\sqrt{n}$ *fois plus grande que l'erreur moyenne quadratique d'un seul terme.* Si, par exemple, dans un polygone à 9 côtés chaque angle est mesuré avec une erreur moyenne quadratique de $\pm 0',5$, l'erreur moyenne quadratique de tous les angles sera évidemment de $\pm 1',5$.

Problème 3. Trouver l'erreur moyenne quadratique de la somme de n angles d'un polygone, si l'erreur moyenne quadratique d'un angle est égale à $\pm 30''$.

3. Soit la fonction :

$$z = kx, \qquad \text{(c)}$$

k étant constante pour laquelle le rapport entre les erreurs accidentelles sera évidemment :

$$\Delta z = k \cdot \Delta x. \qquad \text{(c')}$$

Si l'argument x a été mesuré n fois, on aura n rapports de forme (c'). Elevant au carré chacun d'eux, on obtiendra n égalités de forme :

$$\Delta z_i^2 = k^2 \cdot \Delta x_i^2,$$

i ayant successivement les valeurs de 1 jusqu'à n. Additionnant les parties de gauche et de droite de n pareilles égalités et divisant ensuite les deux parties des termes obtenus par n, on aura évidemment :

$$\frac{[\Delta z^2]}{n} = k^2 \frac{[\Delta x^2]}{n},$$

ou

$$m_z^2 = k^2 m_x^2,$$

d'où

$$m_z = k \cdot m_x. \qquad \text{(IX.10)}$$

L'erreur moyenne quadratique du produit de la constante par l'argument est égale au produit de la constante par l'erreur moyenne quadratique de l'argument. Si, par exemple, l'angle α a été mesuré avec une erreur moyenne quadratique de $\pm 2''$, le produit 4α aura une erreur moyenne quadratique de $\pm 8''$.

Problème 4. Un angle quintuple est mesuré avec une erreur moyenne quadratique de $\pm 10''$. Trouver l'erreur moyenne quadratique d'un angle simple.

4. Prenons la fonction :

$$z = k_1 x_1 \pm k_2 x_2 \pm \ldots \pm k_n x_n, \qquad \text{(d)}$$

$k_1, k_2, \ldots, k_n$ étant des nombres constants et $x_1, x_2, \ldots, x_n$, des grandeurs indépendantes à erreurs moyennes quadratiques $m_1, m_2, \ldots, m_n$.

Supposons que :

$$z_1 = k_1 x_1 ; \; z_2 = k_2 x_2 ; \; \ldots, \; z_n = k_n m_n.$$

Conformément à l'expression (IX.10),

$$m_{z_1} = k_1 m_1 ; \; m_{z_2} = k_2 m_2 ; \; \ldots, \; m_{z_n} = k_n m_n.$$

Maintenant la fonction donnée aura la forme :

$$z = z_1 \pm z_2 \pm \ldots \pm z_n ;$$

pour cette fonction d'après (IX.8), on aura :

$$m_z^2 = m_{z_1}^2 + m_{z_2}^2 + \ldots + m_{z_n}^2.$$

En y remplaçant m_{z_1}, m_{z_2}, etc. par leurs valeurs, on obtiendra :

$$m_z^2 = (k_1 m_1)^2 + (k_2 m_2)^2 + \ldots + (k_n m_n)^2. \qquad \text{(IX.11)}$$

Le carré de l'erreur moyenne quadratique de la somme algébrique des produits de la constante par l'argument est égal à la somme des carrés des produits de la constante par l'erreur moyenne quadratique de l'argument correspondant.

Ainsi, par exemple, pour la fonction :

$$z = \frac{1}{2} x_1 + \frac{1}{3} x_2 - \frac{1}{5} x_3,$$

dont les arguments ont des erreurs moyennes quadratiques m_1, m_2 et m_3, l'erreur moyenne quadratique sera :

$$m_z = \pm \sqrt{\frac{1}{4} m_1^2 + \frac{1}{9} m_2^2 + \frac{1}{25} m_3^2}.$$

Problème 5. Des longueurs ont été mesurées avec des erreurs moyennes quadratiques : 103,74 m±0,053 m, 129,67 m± ±0,071 m, 145,81 m±0,080 m, 94,65 m±0,062 m et 138,52±0,110 m. Trouver la somme de ces longueurs, l'erreur moyenne quadratique et l'erreur relative correspondante de la somme. Réponse : l'erreur moyenne quadratique de la somme des longueurs est égale à ±174 mm et l'erreur relative est égale au ±1/3500.

Problème 6. Trouver l'erreur moyenne quadratique de la moyenne arithmétique de deux résultats α' et α'' de mesures angulaires si l'erreur moyenne quadratique d'un résultat est égale à $\pm m$.

Réponse :

$$d = \frac{\alpha' + \alpha''}{2} = \frac{1}{2} \alpha' + \frac{1}{2} \alpha'' ;$$

$$m_d^2 = \frac{1}{4} m^2 + \frac{1}{4} m^2 = \frac{1}{2} m^2 ; \quad m_d = \pm \frac{m}{\sqrt{2}} .$$

5. Examinons maintenant la fonction de la forme la plus générale de la plupart de grandeurs indépendantes :

$$z = f(x_1, x_2, \ldots, x_n). \qquad (e)$$

Si on y remplace $x_1, x_2, \ldots, x_n$ par $x_1 + \Delta x_1, + x_2 + \Delta x_2, \ldots, x_n + + \Delta x_n$, $\Delta x_1, \Delta x_2 \ldots, \Delta x_n$ étant les erreurs accidentelles des arguments, z changera en Δz, Δz étant l'erreur accidentelle de la fonction. On aura :

$$z + \Delta z = f(x_1 + \Delta x_1 ; x_2 + \Delta x_2 ; \ldots x_n + \Delta x_n).$$

Comme $\Delta x_1, \Delta x_2, \ldots, \Delta x_n$ sont minimes, la fonction peut être développée en rang selon la ligne de Taylor en se limitant dans le développement des termes qui comprennent seulement les premières puissances des petites erreurs Δx_i ;
on aura :

$$z + \Delta z = f(x_1, x_2, \ldots, x_n) + \frac{\partial f}{\partial x_1} \Delta x_1 + \frac{\partial f}{\partial x_2} \Delta x_2 +$$

$$+ \ldots + \frac{\partial f}{\partial x_n} \Delta x_n,$$

d'où

$$\Delta z = \frac{\partial f}{\partial x_1}\Delta x_1 + \frac{\partial f}{\partial x_2}\Delta x_2, + \ldots + \frac{\partial f}{\partial x_n}\Delta x_n,$$

où

$$\frac{\partial f}{\partial x_1} = k_1, \frac{\partial f}{\partial x_2} = k_2, \ldots, \frac{\partial f}{\partial x_n} = k_n,$$

étant les quotients dérivés de la fonction donnée, calculés pour les valeurs correspondantes $x_1, x_2, \ldots, x_n$ des arguments. Pour la fonction donnée ce sont des nombres constants. Par conséquent, on aura le rapport suivant entre les erreurs accidentelles :

$$\Delta z = k_1\Delta x_1 + k_2\Delta x_2 + \ldots + k_n\Delta x_n. \qquad (e')$$

Il n'est pas difficile de voir que ce rapport est identique à la fonction (d). Donc, le rapport (IX.11) est applicable à la fonction donnée. Remplaçant dans l'expression (e') $k_1, k_2, \ldots, k_n$ par leurs valeurs de la fonction donnée, on aura :

$$m_z^2 = \left(\frac{\partial f}{\partial x_1} m_1\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial x_2} m_2\right)^2 + \ldots + \left(\frac{\partial f}{\partial x_n} m_n\right)^2. \qquad (IX.12)$$

Le carré de l'erreur moyenne quadratique de la fonction de forme générale est égal à la somme des carrés des produits des quotients dérivés de chaque argument par l'erreur moyenne quadratique de l'argument correspondant.

Ainsi, par exemple, si dans un triangle sont mesurées la base $b = 112{,}00$ m avec erreur moyenne quadratique $m_b = \pm 5$ cm, et la hauteur $h = 60{,}18$ m avec une erreur moyenne quadratique $m_h = \pm 3$ cm, la surface du triangle $S = \frac{1}{2} bh = 3370{,}08$ m² aura une erreur moyenne quadratique :

$$m_S = \pm \sqrt{\left(\frac{\partial S}{\partial b} m_b\right)^2 + \left(\frac{\partial S}{\partial h} m_h\right)^2}.$$

Mais

$$\frac{\partial S}{\partial b} = \frac{h}{2} \text{ et } \frac{\partial S}{\partial h} = \frac{b}{2};$$

par conséquent :

$$m_S = \pm \sqrt{\left(\frac{h}{2} m_b\right)^2 + \left(\frac{b}{2} m_h\right)^2} = \pm 2{,}25 \text{ m}^2.$$

P r o b l è m e 7. Déterminer la précision avec laquelle doit être mesurée la longueur a du côté du carré pour que l'erreur moyenne quadratique de la surface du carré de 1 *ha* soit ± 10 m².

Solution. La surface du carré est $s=a^2$.

$$\ln s = 2\ln a.$$

En différentiant, on trouve le rapport entre les erreurs vraies :

$$\frac{\Delta s}{s} = 2\frac{\Delta a}{a}.$$

Passant aux erreurs moyennes quadratiques, on aura :

$$\left(\frac{m_s}{s}\right)^2 = \left(2\frac{m_a}{a}\right)^2.$$

D'où on obtient l'erreur relative, déterminant la précision recherchée :

$$\frac{m_a}{a} = \pm\frac{1}{2}\cdot\frac{m_s}{s} = \pm\frac{1}{2}\cdot\frac{10}{10\,000} = \pm\frac{1}{2000}.$$

§ 42. ERREUR MOYENNE QUADRATIQUE DE LA MOYENNE ARITHMETIQUE

La moyenne arithmétique est déterminée par l'expression :

$$x = \frac{l_1+l_2+l_3+\ldots+l_n}{n} = \frac{1}{n}l_1 + \frac{1}{n}l_2 + \ldots + \frac{1}{n}l_n,$$

$\frac{1}{n}$ étant un nombre constant. Si m est l'erreur moyenne quadratique et M — l'erreur moyenne quadratique de la moyenne arithmétique, conformément à l'égalité (IX.11), on aura :

$$M^2 = \frac{1}{n^2}m^2 + \frac{1}{n^2}m^2 + \ldots + \frac{1}{n^2}m^2 = \frac{n}{n^2}m^2 = \frac{m^2}{n},$$

d'où

$$M = \pm\frac{m}{\sqrt{n}}. \qquad \text{(IX.13)}$$

L'erreur moyenne quadratique de la moyenne arithmétique est de $\sqrt{n}$ fois plus petite que l'erreur moyenne quadratique de la mesure. Supposons, par exemple, qu'on ait obtenu un angle quelconque étant la moyenne arithmétique de quatre mesures à erreur moyenne quadratique de mesure de $\pm 4''$, l'erreur moyenne quadratique d'un tel angle sera évidemment de $\pm 2''$.

L'erreur moyenne quadratique m de la mesure, établie ci-dessus, caractérise la précision du rang de mesures donné jusqu'à l'équilibre. L'erreur moyenne quadratique M de la moyenne

arithmétique sert de critère à l'appréciation de la précision des mesures après l'équilibre. Elle montre, à quel degré est réduite l'influence des erreurs accidentelles de mesures lorsqu'on effectue de multiples mesures.

L'erreur moyenne quadratique de la mesure ne peut être déterminée que dans de rares cas à l'aide d'erreurs accidentelles (IX.2), qui sont connues quand la valeur précise de la grandeur mesurée est donnée d'avance. Dans la plupart des cas la valeur précise de la grandeur mesurée est inconnue et au lieu d'erreurs accidentelles, on peut obtenir seulement des écarts des résultats de mesures de la moyenne arithmétique.

§ 43. REPRÉSENTATION DE L'ERREUR MOYENNE QUADRATIQUE DE LA MESURE MOYENNANT L'ÉCART DE LA MOYENNE ARITHMÉTIQUE

Soient l_1, l_2, ..., l_n les résultats des mesures d'une grandeur quelconque, dont la valeur précise est l, et la moyenne arithmétique x. La mesure faite i fois, on a l'erreur accidentelle $\Delta_i = l - l_i$, et l'écart de la moyenne arithmétique $v_i = x - l_i$.

En soustrayant la deuxième égalité de la première, on aura :

$$\Delta_i - v_i = l - x = \delta,$$

δ étant l'erreur accidentelle de la moyenne arithmétique,
ou

$$\Delta_i = v_i + \delta.$$

Dans le cas donné, on aura n pareilles égalités :

$$\Delta_1 = v_1 + \delta\ ;\ \Delta_2 = v_2 + \delta,\ \ldots,\ \Delta_n = v_n + \delta.$$

Elevons ces égalités au carré et additionnons-les.
On aura :

$$\Delta_1^2 + \Delta_2^2 + \ldots + \Delta_n^2 = v_1^2 + v_2^2 + \ldots + v_n^2 + n\delta^2 + 2\delta(v_1 + v_2) + \ldots + v_n)$$

ou

$$[\Delta\Delta] = [vv] + n\delta^2 + 2\delta[v].$$

Mais $[v] = 0$ *, par conséquent,

$$[\Delta\Delta] = [vv] + n\delta^2$$

ou

$$\frac{[\Delta\Delta]}{n} = \frac{[vv]}{n} + \delta^2.$$

---

* En effet, $v_1 = x - l_1$; $v_2 = x - l_2$, ..., $v_n = x - l_n$. En additionnant ces égalités, on aura $v = nx - [l]$; mais d'après la condition $x = \frac{[l]}{n}$, c'est-à-dire $nx = [l]$, par conséquent, $[v] = 0$.

L'erreur accidentelle de la moyenne arithmétique étant inconnue, prenons, au lieu de δ, sa valeur moyenne M déterminée par la formule (IX.13.). Outre cela, remarquons que d'après la formule (IX.4), on a :

$$\frac{[\Delta\Delta]}{n} = m^2.$$

Par conséquent, on aura :

$$m^2 = \frac{[vv]}{n} + \frac{m^2}{n}$$

ou

$$nm^2 = [vv] + m^2,$$

d'où

$$m = \pm \sqrt{\frac{[vv]}{n-1}}. \qquad \text{(IX.14)}$$

Cette formule est généralement utilisée dans la pratique pour calculer l'erreur moyenne quadratique de la mesure.

P r o b l è m e 8. D'après cinq résultats de mesures d'un même angle de 85°42′10″

2
6
4
8,

trouver la moyenne arithmétique de la valeur de l'angle, l'erreur moyenne quadratique de la mesure et l'erreur moyenne quadratique de la moyenne arithmétique.

R é p o n s e. La moyenne arithmétique est égale à 85°42′6″,d'après la formule (IX.14) :

$$m = \pm \sqrt{\frac{16+16+0+4+4}{4}} = \pm \sqrt{10} = \pm 3'', 2$$

et d'après la formule (IX.13) :

$$M = \pm \frac{m}{\sqrt{n}} = \pm \sqrt{\frac{[vv]}{n(n-1)}} = \pm \sqrt{\frac{40}{20}} = \pm 1'', 2.$$

§ 44. POIDS DES RÉSULTATS DES MESURES

Les mesures, effectuées dans des conditions admettant que les résultats aient des précisions inégales, sont appelées m e s u r e s n o n p r é c i s e s. Evidemment que pour déduire la valeur définitive de la grandeur mesurée, on ne doit plus utiliser la moyenne arithmétique, mais il faut tenir en considération la valeur de chaque résultat de la mesure.

La valeur du résultat de la mesure est exprimée par un nombre, appelé p o i d s.

Plus le résultat est sûr, plus son poids est grand. Le poids exprime, pour ainsi dire, le degré de foi témoignée au résultat donné en comparaison avec les autres résultats. Les poids sont établis selon les conditions de mesures. Puisqu'aux conditions données de mesures correspond une erreur moyenne quadratique, il est plus naturel d'établir le poids des mesures d'après les erreurs moyennes quadratiques. Plus l'erreur moyenne quadratique d'un résultat quelconque est petite, plus le résultat est sûr et plus son poids est grand. Les poids sont inversement proportionnels aux carrés des erreurs moyennes quadratiques correspondantes. Soit p le poids de la mesure, et P, le poids de la moyenne arithmétique de n mesures pareilles ; d'après la définition du poids, on aura :

$$\frac{P}{p} = \frac{m^2}{\left(\frac{m}{\sqrt{n}}\right)^2} = n.$$

Le poids de la moyenne arithmétique est de n fois plus grand que le poids de la mesure.

Généralement, le poids d'une grandeur quelconque est pris comme unité et d'après cette condition, on calcule les poids des autres grandeurs. Ainsi, dans le cas donné, le poids p étant égal à 1 ($p=1$), on aura : $P=n$, c'est-à-dire le poids de la moyenne arithmétique est égal au nombre n, indiquant combien il faut prendre de mesures équiprécises pour que la moyenne arithmétique ait la même précision que le résultat donné. Si, par exemple, les erreurs moyennes quadratiques de deux angles mesurés sont égales à $\pm 2''$ et $\pm 8''$, on trouvera ses poids :

$$\frac{p_1}{p_2} = \frac{8^2}{2^2} = 16.$$

Si $p_2=1$, on aura $p_1=16$. Ayant adopté $p_1=1$, on obtiendra $p_2=\frac{1}{16}$.

Problème 9. Trouver le poids du produit 4α, si le poids $\alpha=1$:

Réponse.

$$\frac{p_{4\alpha}}{p_\alpha} = \frac{m^2}{(4m)^2} = \frac{1}{16} ; \; p_\alpha = 1 ; \; p_{4\alpha} = \frac{1}{16}.$$

Problème 10. Trouver le poids de la somme des angles d'un triangle, si le poids d'un angle $p=1$:

Réponse.

$$\frac{p_4}{p}=\frac{m^2}{(m\sqrt{3})^2}=\frac{1}{3}\ ;\ p=1\ ;\ p_5=\frac{1}{3}.$$

Problème 11. Le poids de la somme des angles d'un polygone à n côtés $p=1$. Trouver le poids d'un angle.

Réponse. Le poids d'un angle est égal à n.

Problème 12. Les erreurs moyennes quadratiques des angles sont égales à $\pm 3''$; $\pm 4''$ et $\pm 5''$. Trouver le poids des angles p_3, p_4 et p_5.

Réponse.

1) $p_3=1$ $\quad p_4=\frac{9}{16}$ $\quad p_5=\frac{9}{25}$;

2) $p_3=\frac{16}{9}$ $\quad p_4=1$ $\quad p_5=\frac{16}{25}$;

3) $p_3=\frac{25}{9}$ $\quad p_4=\frac{25}{16}$ $\quad p_5=1$.

Problème 13. Le résultat de la mesure à erreur moyenne quadratique m a le poids p. Trouver l'erreur moyenne quadratique dont le poids $p=1$.

Réponse.

$$\frac{\mu^2}{m^2}=\frac{p}{1}\ ,\ \text{d'où}\ \mu=\pm m\sqrt{p}.$$

§ 45. MOYENNE PONDÉRÉE

Prenons un rang quelconque de mesures équiprécises d'une même grandeur, par exemple : $6''$, $14''$, $4''$, $5''$, $1''$. Désignons la valeur définitive de la grandeur mesurée par X_0. Nous l'aurons, ayant pris la moyenne arithmétique de toutes les mesures :

$$X_0=\frac{6''+14''+4''+5''+1''}{5}=6''. \qquad (f)$$

Divisons maintenant le rang donné en quelques groupes, par exemple, en deux. Soit le premier groupe contenant les trois premières et le second, les deux dernières mesures. Obtenons les moyennes arithmétiques par groupes :

$$\frac{6''+14''+4''}{3}=8''\ \text{et}\ \frac{5''+1''}{2}=3''. \qquad (g)$$

Les moyennes arithmétiques $8''$ et $3''$ peuvent être considérées comme de nouveaux résultats des mesures de la même grandeur,

dont la précision n'est pas la même. Le poids du premier est égal à 3 et celui du second, à 2. Par conséquent, au lieu du rang initial des mesures équiprécises d'une certaine grandeur, nous avons un nouveau rang de mesures inégalement précises :

$$l_1=8'' \text{ et } l_2=3''$$

aux poids :

$$p_1=3,\ p_2=2.$$

On se demande, si on peut déterminer la valeur X_0 de la grandeur examinée d'après ces nouvelles mesures. Il est évident qu'à présent, on ne peut plus prendre les moyennes arithmétiques, car une mesure beaucoup plus précise doit exercer une plus grande influence sur le résultat définitif X_0.

Pour résoudre le problème prenons l'expression (f) et remplaçons-y les valeurs du rang initial. Comme on voit d'après l'égalité (g), le numérateur de l'expression (f), c'est-à-dire :

$$6''+14''+4''+5''+1''=8''\cdot 3+3''\cdot 2=l_1p_1+l_2p_2=[lp],$$

représente la somme des produits des mesures inégalement précises par leurs poids, et le dénominateur :

$$5=3+2=p_1+p_2=[p]$$

est égal à la somme des poids. Ainsi :

$$\frac{8''\cdot 3+3''\cdot 2}{3+2}=6''$$

ou d'après la forme générale :

$$X_0=\frac{l_1p_1+l_2p_2}{p_1+p_2}=\frac{[lp]}{[p]}. \qquad \text{(IX.15)}$$

Cette nouvelle expression nécessaire à la valeur définitive de la grandeur mesurée, obtenue des mesures inégalement précises d'après les poids, est appelée moyenne pondérée. Son poids est égal à $[p]$.

Ainsi, *la moyenne pondérée obtenue des données des mesures inégalement précises est égale à la somme des produits de chaque mesure par son poids divisée par la somme des poids.*

Si dans la formule (IX. 15) $p_1=p_2$, les mesures étant équiprécises, on obtiendra, par conséquence, une moyenne arithmétique.

La formule (IX. 15) est utilisée pour n'importe quel nombre de mesures inégalement précises.

§ 46. ERREUR MOYENNE QUADRATIQUE DE LA MESURE DONT LE POIDS SERT DE L'UNITÉ, ET ERREUR MOYENNE QUADRATIQUE DE LA MOYENNE PONDÉRÉE

Dans le cas des mesures équiprécises, l'erreur moyenne quadratique sert à estimer la précision du rang donné. Pour comparer entre eux les rangs uniformes des mesures inégalement précises, on détermine pour chaque rang l'erreur quadratique ayant le poids égal à l'unité, ou bref, l'erreur de l'unité de poids.

Soient $l_1, l_2, \ldots, l_n$ les résultats des mesures inégalement précises d'une grandeur quelconque ; $p_1, p_2, \ldots, p_n$, leurs poids ; $m_1, m_2, \ldots, m_n$, leurs erreurs moyennes quadratiques et $\Delta_1, \Delta_2, \ldots, \Delta_n$, les erreurs accidentelles de ces mesures.

Supposons que l'erreur moyenne quadratique de la mesure, dont le poids $p=1$, soit égale à μ. En vertu du rapport entre le poids et l'erreur moyenne quadratique, on peut écrire :

$$\frac{\mu^2}{m_i^2} = \frac{p_i}{1},$$

d'où

$$\mu = m_i \sqrt{p_i}.$$

Donnant à i toutes les valeurs de 1 jusqu'à n, on a :

$$\mu = m_1 \sqrt{p_1}\ ;\ \mu = m_2 \sqrt{p_2}\ ;\ \ldots\ \mu = m_n \sqrt{p_n}$$

ou

$$\mu^2 = m_1^2 \cdot p_1\ ;\quad \mu^2 = m_2^2 \cdot p_2\ ;\quad \ldots\ \mu^2 = m_n^2 \cdot p_n.$$

Additionnant ces égalités, on aura :

$$n\mu^2 = m_1^2 p_1 + m_2^2 p_2 + \ldots + m_n^2 p_n = [m^2 p],$$

d'où

$$\mu = \pm \sqrt{\frac{[m^2 p.]}{n}}.$$

A n assez grand les erreurs moyennes quadratiques de la quantité se trouvant sous racine, peuvent être remplacées par des erreurs accidentelles. On aura :

$$\mu = \pm \sqrt{\frac{[\Delta\Delta p]}{n}}. \tag{IX.16}$$

Comme dans le cas précédent, la formule (IX.4) est remplacée par la formule (IX.14), si les erreurs accidentelles sont inconnues, on recourt à la formule (IX.14) remplaçant la formule (IX.16) qui est analogue.

$$\mu = \pm \sqrt{\frac{[vvp]}{n-1}}, \tag{IX.17}$$

v étant l'écart d'un résultat indépendant des mesures de la moyenne pondérée.

Désignons par M_0 l'erreur moyenne quadratique de la moyenne pondérée. Son poids, comme il a déjà été établi, est égal à $[p]$. Si μ est l'erreur moyenne

quadratique de l'unité de poids, en vertu du rapport entre le poids et l'erreur moyenne quadratique, on a :

$$\frac{\mu^2}{M_0^2} = \frac{[p]}{1},$$

d'où

$$M_0 = \frac{\mu}{\sqrt{[p]}}. \qquad \text{(IX.18)}$$

Problème 14. Trouver la moyenne pondérée, l'erreur moyenne quadratique de la mesure, dont le poids $p=1$, et l'erreur moyenne quadratique de la moyenne pondérée d'après la table 6.

Table 6

Valeur de l'angle mesuré	Nb. de mesures effectuées pour obtenir la valeur donnée	Poids p	v	pv	pvv
3°8′10″	3	1	−6	−6	36
6	9	3	−2	−6	12
8	6	2	−4	−8	32
0	15	5	+4	+20	80
4	12	4	0	0	0
3°8′4″ Moyenne de poids X_0		[p]15		[pv]0	[pvv]160

Lors du calcul de la moyenne pondérée, d'après la formule (IX. 15), on peut augmenter ou abaisser les poids de n'importe quel nombre de fois. Ceci ne changera aucunement le résultat définitif. Cependant les calculs seront plus simples, si on réduit tous ces nombres de trois fois, comme il est indiqué dans la table 6.

$$X_0 = 3°8' + \frac{10'' \cdot 1 + 6'' \cdot 3 + 8'' \cdot 2 + 0'' \cdot 5 + 4'' \cdot 4}{1+3+2+5+4} = 3°8'4''.$$

D'après la formule (IX. 17), on a :

$$\mu = \pm \sqrt{\frac{160}{4}} = \pm 6'',3$$

et d'après la formule (IX. 18) :

$$M_0 = \pm \frac{\mu}{\sqrt{[p]}} = \pm \sqrt{\frac{[pvv]}{[p]\,(n-1)}} = \pm \sqrt{\frac{160}{15 \cdot 4}} = \pm 1'',6.$$

Problème 15. Trouver les erreurs moyennes quadratiques des valeurs de l'angle mesuré d'après les données du problème précédent.

Réponse. Pour la première valeur dont le poids $p=1$:

$$m_1=\mu=\pm 6'',3.$$

De la réponse du problème 13, on peut voir que l'erreur moyenne quadratique m de la mesure, ayant le poids p, est égale à :

$$m=\pm\frac{\mu}{\sqrt{p}}.$$

D'où on trouve pour la valeur de l'angle à poids $p=3$:

$$m_3=\pm\frac{\mu}{\sqrt{p_3}}=\pm\sqrt{\frac{[pvv]}{(n-1)p_3}}=\pm\sqrt{\frac{160}{4\cdot 3}}=\pm 3'',6.$$

Pour la valeur à poids $p=2$:

$$m_2=\pm\frac{\mu}{\sqrt{2}}=\pm\sqrt{\frac{160}{8}}=\pm 4'',5 \text{ et ainsi de suite.}$$

DEUXIÈME PARTIE

OPÉRATIONS GÉODÉSIQUES ET MESURES SUR LE TERRAIN

CHAPITRE X

REPÉRAGE, JALONNEMENT ET MESURE DES DISTANCES SUR LE TERRAIN

§ 47. REPÉRAGE DES POINTS ET JALONNEMENT DES DISTANCES

Les points du terrain nécessaires au levé, sont repérés à l'aide des piquets enfoncés dans le sol, leurs dimensions étant environ de 30 centimètres de long et de 4 à 6 centimètres de diamètre. Si le point repéré est d'une grande importance, s'il repère, par exemple, le sommet d'un angle au tournant de l'axe d'une route, il doit être fixé à un long délai ; on met alors, au lieu d'un piquet, un jalon de bois dont les traverses d'en bas sert d'encre. Avant de la planter dans le sol, on peut prendre des mesures pour que le jalon ne pourrisse pas prématurément : la surface de la partie inférieure du jalon est goudronnée ou brûlée. A l'autre bout du jalon on met un clou afin de localiser plus exactement le point à repérer.

Parfois on utilise des tiges métalliques fixées au béton. Si l'on ne peut enfoncer des piquets de bois à cause des chaussées et des trottoirs asphaltés, on enfonce des clous en fer ou des clous à crochet, ou bien les points sont repérés avec de la peinture.

Pour rechercher les points au terrain, on doit les repérer par des jalons entourés d'un petit fossé sous forme de cercle ou de triangle ; de plus, il est raisonnable de rattacher plusieurs points à des objets fixes du terrain pour quoi il est employé le procédé des mesurages (ou des alignements). On construit aussi le dessin de ce rattachement.

Si la distance à mesurer est plus de 150 m, il faut préalablement la j a l o n n e r. Jalonner une distance c'est y placer un certain nombre de jalons se trouvant dans l' a l i g n e m e n t, c'est-à-dire dans le plan vertical passant par deux points donnés A et B (fig. 73) de la distance à mesurer. Généralement, les jalons sont dis-

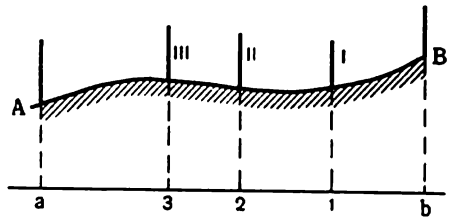


Fig. 73

posés tous les 100 ou 200 m au terrain plat et tous les 20—100 mètres, dans le cas de surélévation du terrain. Le jalonnement des distances peut se faire à visée directe au juge ou avec un instrument, à l'aide de la lunette d'un théodolite ou bien des jumelles.

Dans des conditions urbaines, pour préciser la station de l'instrument de mesure, les distances sont jalonnées à l'aide d'un théodolite, et les jalons sont remplacés par des fiches attribuées au ruban d'acier ; l'emplacement des fiches est marqué par une petite croix dessinée avec un crayon de couleur ou avec de la craie sur le revêtement dur de la chaussée ou du trottoir.

Jalonnement entre deux points. Soit à jalonner la distance *AB*, le point *B* étant vu du point *A* (fig. 73). Si le jalonnement se fait à l'œil, un des opérateurs se place derrière le jalon *A* et l'autre, suivant les indications du premier, enfonce successivement les jalons I, II, III en partant du point *B* de la distance, de façon qu'ils se trouvent dans l'alignement avec le jalon au point *B*. Les jalons sont placés verticalement. La ligne *ab* montre les projections des bases de jalons sur un plan horizontal imaginaire.

Le jalonnement, partant du jalon le plus éloigné de la ligne, est appelé jalonnement « à soi ». Un jalonnement « de soi » à partir du jalon le plus proche vers le plus éloigné donne des résultats moins précis. Lorsque les points doivent être vus d'assez loin, on utilise des balises portant à leur extrémité un petit fanion.

Prolongation d'un alignement. S'il faut prolonger la distance *A* III, l'opérateur place le jalon II (fig. 73) dans l'alignement de la ligne III *A*, etc. Dans ce cas le jalonnement s'effectue « à soi ». Lors du jalonnement il faut observer minutieusement l'exactitude du placement des jalons.

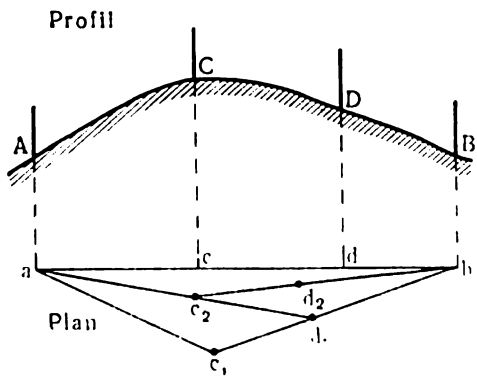


Fig. 74

Jalonnement d'un alignement à points inaccessibles ou par-dessus un mamelon. Si les points donnés *A* et *B* (fig. 74) sont inaccessibles ou si un mamelon se trouve entre

eux et ne permet pas de voir un point à partir de l'autre, un des opérateurs se trouvant au point c_1, choisi à l'œil le plus près possible de l'alignement ab, déplace le second opérateur dans l'alignement c_1b au point d_1, après quoi ce dernier déplace le premier de la position c_1 dans la position c_2, c'est-à-dire dans l'alignement d_1a et ainsi de suite. Comme ces opérateurs déplacent l'un, l'autre jusqu'à ce que l'on voit du point *C* que le jalon *D* ferme le *B*, et du point *D* que le jalon *C* ferme le *A*. Cela signifiera que tous les jalons sont disposés dans le même plan vertical.

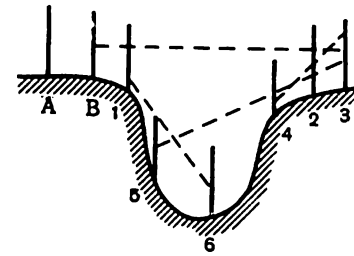


Fig. 75

Jalonnement à travers un ravin. S'il faut jalonner la ligne *AB* (fig. 75) à travers un ravin profond, on doit placer le jalon *1* à la brisure du terrain dans l'alignement *AB*, puis sur le versant opposé les jalons *2* et *3*, dans l'alignement *B1*. D'après ces jalons, il est très facile de disposer le jalon *4* dans l'alignement *2—3*, puis le jalon *5* dans l'alignement *4—2* et le jalon *6* dans l'alignement *5—1*.

§ 48. INSTRUMENTS DE MESURE DES DISTANCES

Rubans d'acier. L'instrument de mesure le plus utilisé est un ruban d'acier de 15 mm environ de largeur et de quelques dixièmes de millimètre d'épaisseur ; il se fait en longueur de 20 mètres. Il est terminé par deux poignées qui habituellement font partie de la longueur donnée du ruban. La mesure est dite faite « à bouts » (fig. 76). La mesure à bouts est commode pour mesurer les distances entre les constructions, quand on doit appliquer le

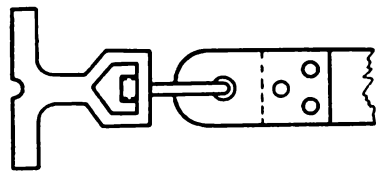


Fig. 76

Fig. 77

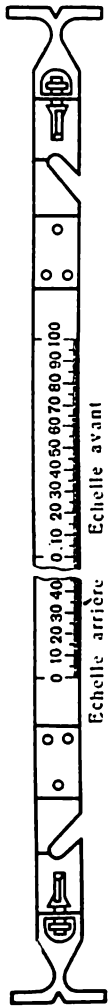


Fig. 78

ruban contre le mur d'une maison, mais il est moins précis que le ruban à traits. On distingue aussi la mesure à traits (la distance est comprise entre deux repères portés aux crochets, fig. 77), et la mesure à échelle (fig. 78). Les mètres sont marqués par des plaquettes portant des numéros, les demi-mètres, par des rivets, et les décimètres, par de petits trous ronds. Lors du transport ou de la mise en conservation le ruban d'acier est enroulé en bobine sur un cercle ou un croisillon en fer (fig. 79) et fixé par une vis. Le ruban comporte un jeu de 10 ou 11 fiches en fer (fig. 80) servant à matérialiser l'extrémité des portées sur le terrain. Elles se transportent ou sont mises en conservation, enfilées sur un anneau. Généralement, on dispose de deux anneaux.

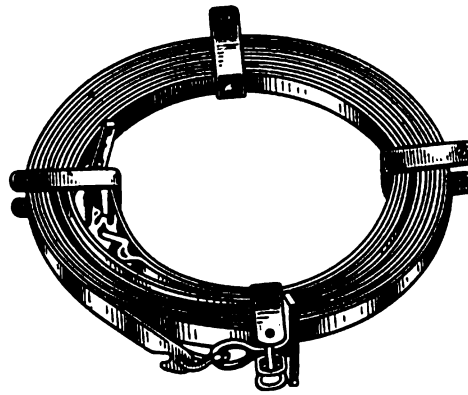


Fig. 79

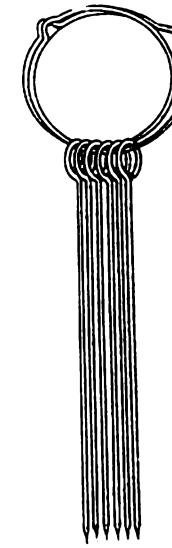


Fig. 80

Pour les mesures de grande précision on utilise les rubans d'acier étroits de 6 à 10 mm de largeur ou bien des fils d'acier. Les extrémités de tels rubans ou de fils sont pourvues d'échelles à divisions millimétriques.

Dans le but d'obtenir la tension constante du ruban, on emploie dans certains cas un dynamomètre, et pour mesurer la température du ruban, un thermomètre.

Roulette. Si l'on veut mesurer les petites distances, on utilise un ruban de toile ou d'acier de 10 ou même de 20 m de longueur qui se roule dans une boîte (fig. 81). Les divisions sont portées tous les centimètres (parfois plus petites). Les roulettes à ruban d'acier sont beaucoup plus précises que celles de toile.

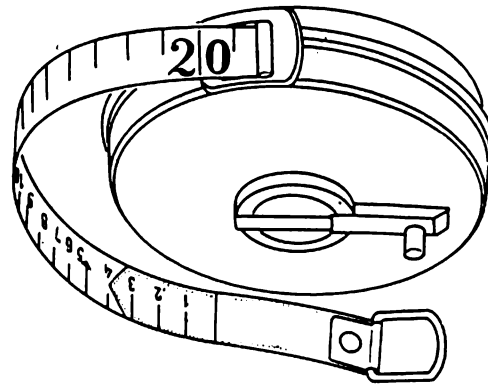


Fig. 81

Avant d'utiliser l'instrument de mesure des distances, il faut le vérifier ; cette vérification s'effectue par comparaison de l'instrument de mesure avec un autre dont la longueur est connue à une précision exigée.

§ 49. UNITÉS DE MESURE

Comparaison des unités de longueur. Comparateurs

Unités de mesure. Les unités de mesure du système SI * utilisées aux travaux géodésiques sont : le mètre (longueur), la seconde (temps), le radian (angle de 57° 17′ 44″, 8), le mètre carré (surface), le degré centésimal (température), le newton ou pascal par mètre carré (pression). A l'heure actuelle, on emploie comme unité de pression atmosphérique, la pression d'un millimètre de mercure par centimètre carré, égale à 133, 322 de newtons par mètre carré.

Tableau des unités de mesure employé en géodésie

longueur

mètre (m) = 0,1 kilomètre (km), 100 centimètres (cm), 1 000 millimètres (mm)

surface

mètre carré (m^2) = 1/1 000 000 km^2, 10 000 cm^2

temps

seconde (sec) = 1/86 400 jour (j), 1/3600 heure (h), 1/60 minute (mn)

* Le système SI (Système International d'unités) est un système pratique d'unités de mesure adopté en 1960 par la Conférence générale des poids et mesures. Il comprend six unités de base : mètre (longueur), kilogramme (masse), seconde (temps), ampère (intensité du courant électrique), degré Kelvin (thermodynamique) et chandelle ou bougie (intensité lumineuse). — Note du rédacteur.

grade (gr) = 0,01 de l'angle droit
degré (d ou °) = 1/90 de l'angle droit
radian (rd) = 57°17′44″,8

température

degré centésimal (°C)
degré Fahrenheit (°F)
$t°F = \frac{5}{9}(t-32)°C.$

pression

newton ou pascal (N ou P/m²)
ou millipièze (mpz)

pression atmosphérique

millimètre de mercure = 1/760 mm de mercure = 133, 322 de newtons par mètre carré

Unités optiques

flux lumineux : lumen nouveau (lu)
éclairement : lux nouveau (lx) = 1 lumen par mètre carré
convergence des verres optiques : dioptrie (δ).

D'après leur destination, les unités de longueur se divisent en trois groupes principaux : mètre étalon, étalons secondaires et unités de longueur de travail.

Le mètre étalon sert de base afin d'effectuer toutes les mesures linéaires dans un pays. Il est destiné à conserver et à reproduire l'unité de longueur avec la plus haute précision possible à l'état actuel de la technique de mesure.

Les étalons secondaires, ayant une précision déterminée, servent à vérifier les unités de travail et les instruments de mesure de travail.

Les unités de longueur de travail et les instruments de mesure de travail sont destinés à effectuer des mesures lors des opérations de mesure différentes. Les étalons secondaires fabriqués très minutieusement, sont conservés avec précaution pour effectuer leur comparaison avec les instruments de mesure de travail. Si on donne la longueur de l'étalon secondaire, on indique aussi la température à laquelle cette longueur est rapportée. La comparaison de la longueur des instruments de mesure de travail avec celle de l'étalon secondaire est appelée comparaison de longueur. Elle se fait sur des dispositifs spéciaux appelés comparateurs afin de pouvoir effectuer les mesures de grande précision. Les étalons secondaires, desservant les comparateurs, sont des bâtons modèles fabriqués en alliage d'invar ou de platinite (58% de fer et 42% de nickel) sous forme de tiges de section en H d'une longueur de 1,3 m ou de 4 m.

Un comparateur (fig. 82) est destiné à comparer les fils en invar de 24 m avec lesquels on effectue la mesure des bases géodésiques.

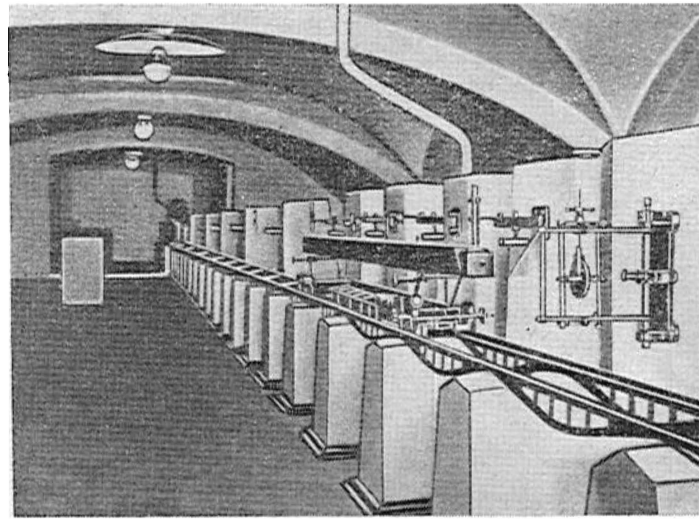


Fig. 82

Sur la fig. 82 on peut voir un comparateur destiné à comparer les fils en invar de 24 mètres qu'on utilise pour mesurer les bases géodésiques.

Un charriot spécial monté sur les rails se déplace portant une barre étalon carrée de 3 mètres de longueur. A l'aide de deux microscopes micrométriques fixés à une distance donnée l'un de l'autre, on détermine d'abord avec une très grande précision la longueur du comparateur proche de 24 mètres. Ensuite, connaissant sa longueur, on établit par comparaison avec celle-ci les longueurs des fils de 24 mètres à une température déterminée. Un tel comparateur peut être aussi employé pour comparer les rubans de 24 mètres de longueur.

Il y a de nouveaux comparateurs construits sur le principe d'utilisation des longueurs d'ondes de lumière. De tels comparateurs sont appelés comparateurs d'interférence.

Afin de vérifier les rubans, on peut utiliser un simple comparateur : sur une surface plate, par exemple, sur un plancher de pierre, est rapportée une distance approximativement égale à la longueur du ruban. Aux extrémités d'un tel segment, on fixe dans le plancher des échelles millimétriques. La distance entre les traits de zéro de telles échelles, mesurée à un haut degré de précision, représentera la longueur du comparateur. Connaissant ainsi la longueur du comparateur, on détermine la longueur du ruban qu'on vérifie, à une température déterminée.

§ 50. CORRECTION DE L'ERREUR DUE À LA VARIATION DE LONGUEUR DU RUBAN

S'il n'y a pas de comparateur, le ruban est vérifié d'après le procédé décrit ci-dessus, à l'aide d'un ruban dont la longueur est connue avec une précision exigée. Les ayant tendus identiquement, on détermine la différence Δl entre les traits ou entre les bouts des rubans au moyen d'une règle à échelle.

Déterminant la longueur du ruban, on suppose que le ruban ait une longueur nominale. Si on trouve que la longueur du ruban est plus grande que la nominale de Δl, le résultat de la mesure est augmenté de $n\Delta l$, où n est le nombre des rapportements du ruban. La longueur du ruban étant plus petite que la nominale de Δl, le résultat de la mesure est diminué, de $n\Delta l$.

Si on a, par exemple, un ruban de 20 mètres, on aura le nombre n en divisant la longueur mesurée par 20.

Soit, par exemple, la longueur du ruban plus petite que la longueur nominale de 5 mm, et le résultat de la mesure est égal à 484,28 m. La correction à apporter à ce résultat sera :

$$n\Delta l = \frac{484{,}28}{20}\ 5\ \text{mm} = -121\ \text{mm}.$$

Par conséquent, la longueur mesurée est égale à :

$$484{,}28 - 0{,}12 = 484{,}16\ \text{m}.$$

§ 51. MESURE D'UNE DISTANCE AVEC UN RUBAN D'ACIER. ENTRETIEN DU RUBAN D'ACIER

La mesure de la distance AB (fig. 83) est effectuée par deux opérateurs. L'un des opérateurs, qui est derrière, № 1, fait coïncider le trait du ruban avec le commencement de l'alignement, marqué sur le piquet au point A, et dirige l'opérateur qui est en avant, № 2, de façon que le ruban soit posé dans la direction de la distance mesurée. Après avoir un peu secoué le ruban, l'opérateur № 2 le tend et place la première fiche (point *1*) dans le trou pratiqué à l'extrémité du ruban en face du trait zéro. De la même manière à partir du point *1* sont reportés les 20 mètres suivants vers le point *2*. Ensuite, l'opérateur № 1 enlève la première fiche et les deux opérateurs vont plus loin. Au point *2* l'opérateur № 1 aura deux fiches

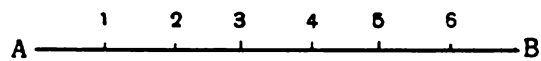


Fig. 83

(une dans la main, l'autre plantée dans la terre), ce qui correspond à la distance parcourue $20 \times 2 = 40$ m. Le procédé continue. La mesure terminée, on compte les fiches de l'opérateur № 1 (et celles de contrôle chez l'opérateur № 2) et, d'après leur nombre, on détermine le nombre de rubans reportés. Le reste de la ligne *6—B* est mesuré avec le même ruban ; avec cela les mètres entiers sont comptés d'après le numéro de la plaquette, les dixièmes, d'après les trous, et les centièmes sont évalués à l'estime. Si la longueur de la distance à mesurer est plus de 200 m, ayant reporté 10 fois le ruban, l'opérateur № 1 transmet 10 fiches à l'opérateur № 2 et tous les deux continuent la mesure. Le nombre de telles opérations correspondra au nombre de 100 mètres doublés dans la distance mesurée. Soit, par exemple, le relevé du ruban indique 16,13 m et le ruban a été reporté sept fois après deux opérations, c'est-à-dire 27 fois au total. La longueur de la distance mesurée est égale à $20 \text{ m} \times 27 + 16{,}13 \text{ m} = 556{,}13$ m. L'opérateur № 2 place la 11e fiche au moment où l'opérateur №1 aura ramassé 10 fiches. Dans le but de contrôle la distance est mesurée deux fois dans les sens direct et inverse.

Lors de la mesure d'une distance dans une agglomération, le ruban est posé suivant les croix, marquées lors du procédé d'alignement, fixant la position des traits terminaux du ruban sur le revêtement dur mis avec un crayon de couleur ou avec de la craie. La mesure des distances avec un ruban d'acier sur la neige est effectuée sans fiches, on utilise alors des sabots spéciaux ou des lattes de bois que l'on glisse sous les extrémités du ruban. L'opérateur № 2 place une latte sous le bout avant du ruban correctement posé, tout en amenant précisément le trait de la latte sous le trait avant du ruban, et il presse doucement la latte dans la neige.

Les rubans d'acier se cassent s'ils sont mal entretenus ou bien s'ils sont rongés par la rouille. Lors du déroulement du ruban à partir du cercle, sur lequel il est enroulé en bobine, il faut veiller à ne pas faire de nœuds. Il est défendu de plier le ruban en huit ou en rond. Pendant la mesure, effectuée à proximité des routes ou sur les routes, il faut enlever le ruban au passage des véhicules. S'il est à transporter, les opérateurs doivent tenir les bouts du ruban avant et arrière dans les mains et non pas le traîner par terre. Avant de l'enrouler en bobine sur un cercle ou un croisillon, il faut le nettoyer à sec, et lors de sa mise en conservation prolongée, il faut le graisser avec de l'huile de machine ou de la vaseline.

§ 52. RÉDUCTION DES LIGNES INCLINÉES VERS L'HORIZON

En établissant les plans, on prend comme base la projection horizontale d'un alignement, c'est-à-dire sa reproduction horizontale. Si l'alignement du terrain *AB* (fig. 84) est incliné vers

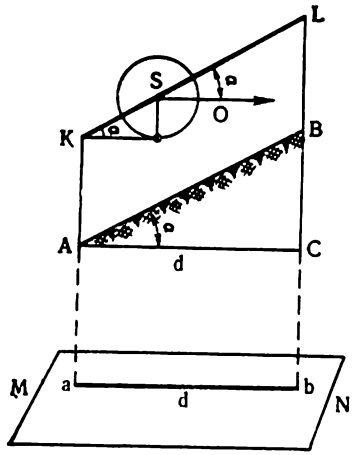


Fig. 84

l'horizon sous un angle quelconque, on détermine sa reproduction horizontale mesurant au terrain à l'aide d'un ruban d'acier, la longueur D de l'alignement AB et son angle d'inclinaison α vers l'horizon. La projection horizontale $d = AC$ est obtenue par calcul du triangle rectangle ABC, d'après la formule:

$$d = D \cos \alpha. \qquad (X.1)$$

Soit, par exemple, $D = 135{,}70$ m et $\alpha = 5°30'$, on a :

$$d = D \cos \alpha = 135{,}70 \cdot \cos 5°30' = 135{,}08 \text{ m}.$$

On aura aussi :

$$\Delta = D - d = D - D \cos \alpha = 2 D \sin^2 \frac{\alpha}{2} \qquad (X.2)$$

Cette différence est appelée correction de l'inclinaison de l'alignement. Donnant dans la formule (X.2) de différentes valeurs à D et α, on obtient une table de corrections (en millimètres), voir table 7.

Pour $D = 135{,}70$ et $\alpha = 5°30'$, on trouve d'après cette table :

pour	100 m	460 mm
»	30 »	138 »
»	5 »	23 »
»	0,70 »	2 »
pour	135,70 m .	624 mm ;
ou		0,62 m

De la formule (X.2), on trouve :

$$d = D - \Delta = 135{,}70 - 0{,}62 = 135{,}08 \text{ m}.$$

Sur un terrain à forte inclinaison, on peut mesurer directement la projection horizontale de la ligne à l'aide d'une latte horizontale (de 3 m environ de longueur), d'un niveau d'eau et d'un fil à plomb (voir § 130).

On peut obtenir la reproduction horizontale directement avec un ruban, si l'alignement du terrain AB (fig. 85) est peu accidenté.

Table 7

Angles d'inclinaison \ Distances (m)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Corrections en millimètres										
1° 0′	2	3	5	6	8	9	11	12	14	15
1 30	3	7	10	14	17	20	24	27	30	34
2 0	6	12	18	24	30	37	43	49	55	61
2 30	10	19	29	38	48	57	67	76	86	95
3 0	14	27	41	55	69	82	96	110	124	137
3 30	19	37	56	75	94	112	131	149	168	187
4 0	24	49	73	98	122	146	171	195	220	244
4 30	31	62	92	123	154	185	216	246	277	308
5 0	38	76	114	152	190	229	267	305	343	381
5 30	46	92	138	184	230	276	322	368	414	460
6 0	55	110	164	219	274	329	384	438	493	548

Dans ce cas, l'opérateur № 1 tient le bout du ruban au point *A*, et l'opérateur № 2 après avoir tendu le ruban dans la direction de la distance à mesurer, projette l'extrémité du ruban à l'aide d'un jalon ou bien d'une fiche *p* au point *a*. Les autres segments horizontaux sont mesurés de la même manière.

Fig. 85

§ 53. ECLIMETRE

L'angle d'inclinaison de l'alignement vers l'horizon peut être mesuré à l'aide d'un théodolite ou d'un tachéomètre comprenant un cercle divisé, appelé limbe vertical. Dans les cas où l'on n'exige pas de haute précision, cet angle peut être mesuré par un instrument beaucoup plus simple, appelé éclimètre.

L'éclimètre à cercle mobile (fig. 86) est l'instrument le plus répandu. Dans un boîtier métallique rond *A*, où est pratiquée la petite fenêtre *a*, sur l'axe oo_1 tourne un limbe, le bord cylindrique duquel porte des divisions graduées dans les deux sens, à partir du trait zéro jusqu'à 60° (ou 90°). Le limbe sera vertical, si son axe de rotation oo_1 est horizontal. Au boîtier est rapportée une lunette à œilleton servant de viser l'objet. Cet appareil

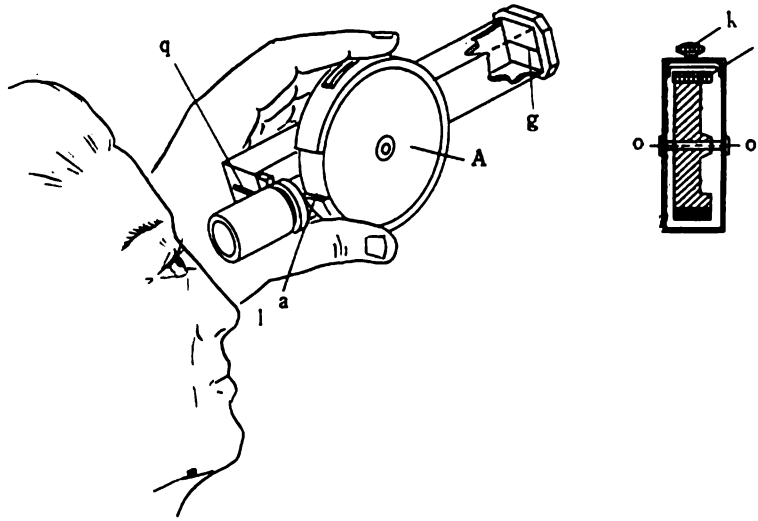


Fig. 86

comprend généralement un œilleton et un fil (crin de cheval) tendu dans une petite fenêtre *g*. L'œil placé derrière l'œilleton, on peut voir simultanément à travers la lentille *l* les divisions graduées du limbe vertical. A la partie inférieure du limbe (en face de la division 90°) est fixé un poids sous l'action duquel le limbe tournant librement se place de façon que son diamètre zéro est horizontal.

Pendant la mesure de l'angle d'inclinaison de l'alignement *AB* (fig. 84), on place verticalement au point *B* un jalon portant un repère pratiqué à la hauteur de l'œil de l'observateur. L'observateur, se trouvant avec l'éclimètre au point *A*, met l'œil derrière l'œilleton et vise le crin sur le repère du jalon. Ayant appuyé sur le bouton *K*, on fixe le limbe du ressort *f*, et on libère le limbe.

Quand le limbe sera immobile et son diamètre zéro occupera la position horizontale, l'observateur vérifie la précision de visée sur le repère, relève sur le limbe la division se trouvant en face du crin et évalue au jugé les dixièmes de degré. Ainsi l'angle cherché est trouvé. Ultérieurement, ces angles seront appelés angles verticaux.

Les angles d'accroissement sont marqués sur le bord cylindrique du limbe par le signe +, et ceux de décroissement par le signe −. Les angles sont mesurés à l'aide d'un éclimètre avec une erreur de $\pm 1/4°$. En se servant de la table 7, on peut calculer que la variation de la correction de l'inclinaison d'une droite, tombant

sur une minute, augmente avec l'accroissement de l'angle à une même longueur de cette droite. Par conséquent, plus l'angle d'inclinaison est grand, plus il doit être mesuré avec précision.

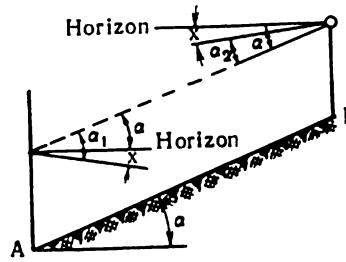


Fig. 87

La vérification de l'éclimètre est effectuée en mesurant deux fois l'angle vertical d'un même alignement du terrain : dans les sens direct et inverse. Si les deux résultats obtenus sont identiques, l'éclimètre est juste. Dans le cas contraire, il faut déplacer le poids de façon que sous l'action de pesanteur le diamètre zéro s'établisse dans la position horizontale. Cependant, on peut obtenir un résultat juste en utilisant un éclimètre inexact, si on prend la moyenne arithmétique des deux mesures de l'angle (directe et inverse). En effet, soit le diamètre zéro du limbe se trouvant à sa position libre non pas horizontale, mais il forme avec l'horizon un certain angle x. Au point A (fig. 87) on compte au lieu de l'angle exact α, l'angle inexact α_1 :

$$\alpha = \alpha_1 - x,$$

et au point B :

$$\alpha = \alpha_2 + x.$$

Additionnons ces équations, on aura :

$$2\alpha = \alpha_1 + \alpha_2$$

d'où

$$\alpha = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} \qquad (X.3)$$

§ 54. PRÉCISION DE MESURE D'UN ALIGNEMENT AVEC UN RUBAN D'ACIER

La précision de mesure d'un alignement dépend de plusieurs causes, y compris l'influence des irrégularités du terrain et du revêtement du sol. Si la mesure se fait sur un terrain plat ayant un dur revêtement, les résultats des mesures seront beaucoup plus précis que lors d'une mesure effectuée sur une surface accidentée, sur des mottes ou souches, sur les sables ou marais, etc. Par conséquent, on distingue trois classes de terrain (la classification est bien conventionnelle) : Ire classe comprend un terrain favorable aux mesures, les distances se trouvant sur une surface plate et dure, par exemple, une chaussée ; IIe classe, un terrain à

conditions moyennes de mesures; IIIe classe, un terrain défavorable, les alignements passant sur les mottes, les sables, les marais ou les broussailles.

Pendant la mesure des distances, on note dans les carnets d'observations le caractère du terrain.

Si la distance est mesurée deux fois dans les sens direct et inverse, les différences Δl des résultats obtenus ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées dans la table 8.

Table 8

Longueur de la ligne (m)	Ecarts admissibles (cm)		
	à des conditions favorables	à des conditions moyennes	à des conditions défavorables
100	7	9	10
200	11	13	15
300	14	17	19
400	17	20	23
500	19	23	27
600	22	27	31
700	24	30	34
800	27	33	38
900	29	36	41
1000	32	39	45

D'après la table 8, on voit que Δl dépend de la longueur des distances et des conditions de mesure. En utilisant la table, on peut calculer les erreurs relatives des mesures à des conditions différentes. Ainsi, par exemple, à des conditions moyennes, on aura :

pour une ligne de 100 m de longueur $\quad \frac{\Delta l}{100} = \frac{0{,}09}{100} \approx 1/1100,$

„ de 500 m „ $\quad \frac{\Delta l}{500} = \frac{0{,}23}{500} \approx 1/2200,$

„ de 1000 m „ $\quad \frac{\Delta l}{1000} = \frac{0{,}39}{1000} \approx 1/2600.$

Si les travaux ont pour but la construction d'une voie de communication, un écart des résultats ne dépassant pas 1/1000 sur le terrain plat, et 1/500, dans des régions montagneuses, est admissible.

§ 55. CONDITIONS D'EMPLOI D'UN RUBAN D'ACIER

Quand on mesure des alignements, il est recommandé d'observer les conditions suivantes :

1) avant de le mesurer, l'alignement doit être nettoyé et

minutieusement préparé pour la mesure ; 2) la déclinaison de l'extrémité avant du ruban de l'alignement ne doit pas être supérieure à 6 ou 12 cm ; 3) les fiches doivent être droites et plantées verticalement dans la terre à une profondeur suffisante pour que la fiche ne s'incline pas et ne se déplace pas lors de la tension du ruban ; 4) effectuant la mesure avec une précision allant jusqu'à 1/2000, le ruban peut être tendu régulièrement à la main sans dynamomètre ; 5) à cette condition, la température du ruban n'est pas prise en considération ; 6) les angles d'inclinaison des alignements qui ont des accidents doivent être divisés en segments à inclinaison identique et on détermine l'inclinaison de l'alignement et la longueur de chaque segment à part ; 7) si les angles d'inclinaison ne dépassent pas 1°, on peut ne pas introduire la correction d'inclinaison ; 8) il faut effectuer d'une manière précise les relevés au ruban et ne pas admettre d'erreurs. Afin d'éviter les erreurs importantes il faut effectuer des mesures de contrôle.

CHAPITRE XI

CONSTRUCTION DES PERPENDICULAIRES SUR LE TERRAIN

§ 56. INSTRUMENTS DE MESURE DIRECTE DES HAUTEURS. LEVÉ EFFECTUÉ À L'AIDE D'UN RUBAN, D'UNE ROULETTE ET D'UNE EQUERRE

La construction sur le terrain d'angles droits et d'angles multiples de 45° s'effectue à l'aide d'une équerre. On distingue les équerres d'arpenteur et les équerres à réflexion (les équerres à miroirs et les équerres à prisme).

Equerre d'arpenteur. La fig. 88 représente une équerre ayant la forme d'un prisme octogonal dont chaque plan porte un œilleton et une petite fenêtre ou fente ayant un crin de cheval tendu (fil métallique). Dans une telle équerre l'angle compris entre les plans de visée adjacents est égal à 45°. Utilisant cette équerre, on peut construire des angles droits et des angles multiples de 45°. Mais ce sont les équerres à réflexion qui sont les plus répandues.

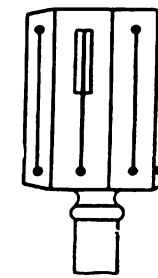


Fig. 88

Equerre à deux miroirs. La fig. 89 représente une équerre à deux mirors. Les miroirs sont disposés sous un angle de 45°. L'équerre est placée dans un boîtier muni d'une poignée portant un crochet sur lequel on accroche le fil à plomb. Au-dessus du miroir, dans le boîtier sont pratiquées

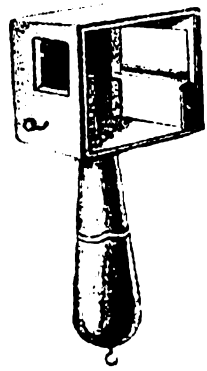


Fig. 89

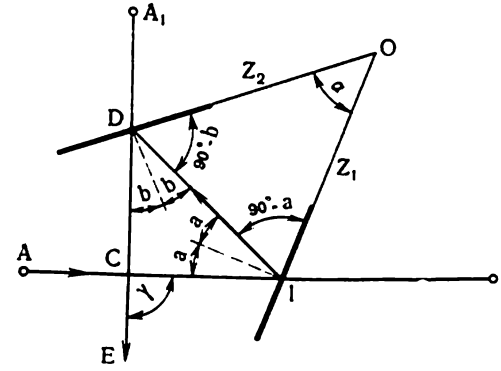


Fig. 90

des fenêtres. Du point A (fig. 90) le rayon, se reflétant du miroir Z_1 sous un angle a, tombe sur le deuxième miroir Z_2 sous un angle b et, se réfléchissant de ce dernier miroir, arrive à l'œil de l'observateur dans la direction CE. L'angle γ, formé par le rayon deux fois réfléchi avec la direction AB, sera deux fois plus grand que l'angle α, compris entre les miroirs. En réalité, puisque la somme des angles intérieurs du triangle DOI est égale à 180°, c'est-à-dire :

$$\alpha+(90°-a)+(90°-b)=180°,$$

on a :

$$\alpha=a+b,$$

mais comme l'angle extérieur γ du triangle ICD est égal à :

$$\gamma=2(a+b),$$

on a :

$$\gamma=2\alpha.$$

Si $\alpha=45°$, l'angle γ sera un angle droit et, par conséquent, la ligne CE sera perpendiculaire à AB.

Pour construire avec une équerre une perpendiculaire du point C sur la ligne AB, il faut tenir l'équerre verticalement au point donné C (fig. 90) de façon que le miroir Z_1 soit dirigé vers le jalon A. Ensuite, regardant dans le deuxième miroir Z_2 et dans la fenêtre pratiquée au-dessus de lui, on place le jalon A_1 suivant la direction de l'image du jalon A dans ce miroir.

Lorsqu'on abaisse la perpendiculaire du point A_1 sur AB, il faut se déplacer avec l'équerre sur la ligne AB jusqu'à ce que l'image du jalon A ne recouvre le jalon A_1.

L'équerre à deux miroirs est juste, si l'angle entre les miroirs vaut exactement 45°. La vérification de cette condition est effectuée de la manière suivante : sur la droite AB au point C (fig. 91) on reconstruit une perpendiculaire, d'après les deux jalons A et B. Si l'équerre est juste, les deux perpendiculaires coïncideront dans une seule direction CD. Dans le cas contraire, en manipulant les vis calantes, on change la position des miroirs jusqu'à ce que les deux directions CD_1 et CD_2 coïncident avec la direction CD moyenne entre elles. Si par visée sur A, on a obtenu la direction CD_1, l'angle entre les miroirs est plus petit que 45°, et il faudra écarter les miroirs. Evidemment qu'on peut opérer avec une équerre inexacte, si on tourne chaque fois l'équerre en dirigeant à tour de rôle les miroirs vers les deux jalons A et B.

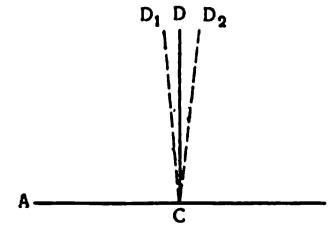


Fig. 91

Précision. — Erreur moyenne quadratique : $\pm 5'$.

Soit, à cet angle correspond une inclinaison du point D au bout de la perpendiculaire (fig. 92) égale à q. L'angle DCD_1 étant minime, on peut considérer l'inclinaison q comme l'arc de rayon d :

$$\frac{q}{d} = \alpha' \sin 1' = \frac{5}{3438} = \frac{1}{688} \approx \frac{1}{700}.$$

D'où provient qu'à la longueur d'une perpendiculaire égale à 700 cm = 7 m, la déclinaison $q = \pm 1$ cm.

L'équerre à prisme. L'équerre à prisme (fig. 93) représente un prisme triangulaire en verre ayant un angle droit et deux angles de 45°. Le prisme se trouve dans un boîtier muni d'une

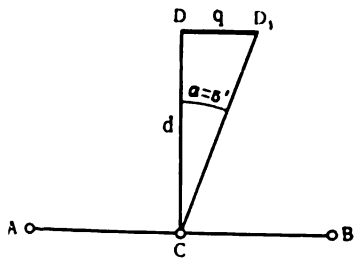
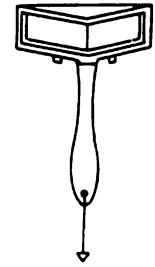


Fig. 92



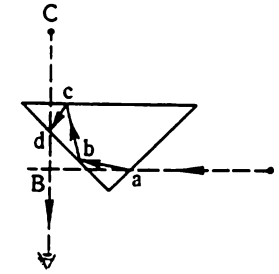


Fig. 93

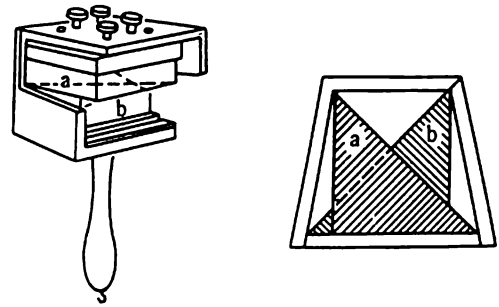


Fig. 94

poignée dans laquelle est pratiqué un trou pour le fil à plomb. Deux plans du prisme, d'après les cathètes, sont ouverts et le troisième est recouvert d'amalgame et renfermé dans le boîtier.

Soit à abaisser une perpendiculaire du point *C* (fig. 93) sur la ligne *AB*. Ayant tourné l'angle droit au prisme vers soi, l'observateur se place sur l'alignement *AB* le visage tourné dans la direction de la perpendiculaire recherchée. En même temps l'une des cathètes doit être tournée vers le jalon *A* et l'autre, vers l'œil. Le rayon de lumière arrivera du jalon *A* à l'œil ayant effectué le trajet *AabcdB*, après s'être deux fois réfléchi et réfracté. Si l'image du jalon *A* recouvre le jalon *C*, le point *B* représentera la base cherchée de la perpendiculaire.

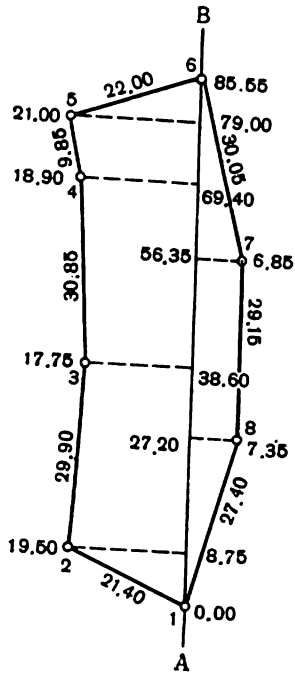


Fig. 95

La vérification de l'équerre à prisme s'effectue identiquement à celle de l'équerre à miroirs. Afin de la rectifier, on n'a que l'envoyer dans un atelier optico-mécanique.

Précision. — Erreur moyenne quadratique : $\pm 2'$.

L'équerre à deux prismes (fig. 94) est une combinaison de deux équerres et permet de construire des perpendiculaires des deux jalons à la fois aux extrémités d'un alignement donné.

L'équerre est généralement utilisée comme instrument auxiliaire connecté à un autre instrument de mesure. Mais l'équerre peut être utilisée indépendamment au cours des travaux publics peu compliqués.

La fig. 95 représente le contour du levé d'un terrain effectué à l'aide d'une équerre par rapport à la base *AB*.

Les fig. 96 et 97 représentent la mesure des alignements inaccessibles effectuée à l'aide de l'équerre. Ayant élevé aux points *A* et *B* (fig. 96) des perpendiculaires à la droite *AB*, on rapporte sur elles des segments égaux *AC* et *BD* et, après avoir mesuré la droite *CD*=*AB*, on obtient la longueur recherchée. Dans le cas indiqué par la fig. 97, on élève sur AB la perpendiculaire *BD*, et on mesure sur elle deux segments égaux *BC* et *CD*. Au point *C*, on place un jalon et au point *D* on élève la perpendiculaire *DE* à la droite *BD*. Sur cette perpendiculaire on trouve le point *E* placé dans l'alignement *AC*. Ayant mesuré *DE*, on obtient la distance recherchée *AB*, car *AB*=*DE*, ce qui résulte de l'égalité des triangles rectangles *ABC* et *EDC*.

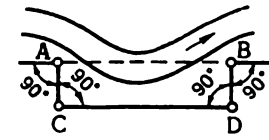


Fig. 96

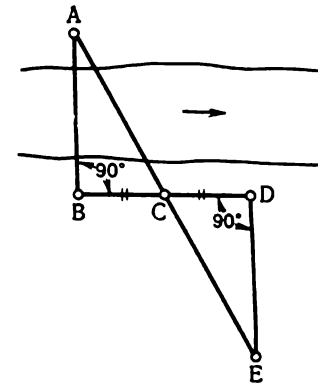


Fig. 97

CHAPITRE XII

MESURE DES ANGLES HORIZONTAUX ET DES DIRECTIONS

§ 57. PRINCIPE DE MESURE DE L'ANGLE HORIZONTAL. GONIOMÈTRE

Soit *ABC* (fig. 98) l'angle sur un terrain ne se trouvant pas dans un plan horizontal. Pour construire un plan du levé, il faut avoir sa projection horizontale qu'on obtiendra, si sur un plan horizontal quelconque *MN* sont abaissées à partir des points *A*, *B* et *C* les verticales *Aa*, *Bb* et *Cc*, leurs points d'intersection avec le plan *MN* étant reliés par les droites *ba* et *bc*. Etant perpendiculaires au plan horizontal *MN*, ces verticales se trouvent dans les plans horizontaux *ABb* et *CBb* formant un dièdre. L'angle *abc* servant à mesurer ce dièdre, tout autre rectiligne β du dièdre dont l'arête est l'axe vertical *Bt* et dont les faces passent par *A* et *C* se trouvant dans le plan horizontal, parallèle à *MN*, peut aussi mesurer ce dièdre. Pour que l'angle *abc* soit exprimé en degrés, on peut se figurer dans un point quelconque *S*, sur l'axe vertical *Bt* du dièdre

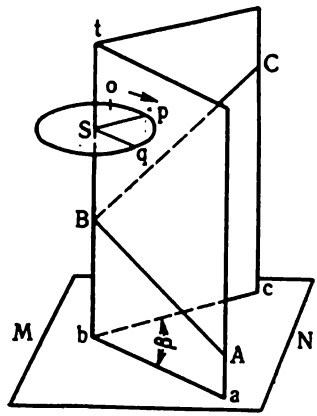


Fig. 98

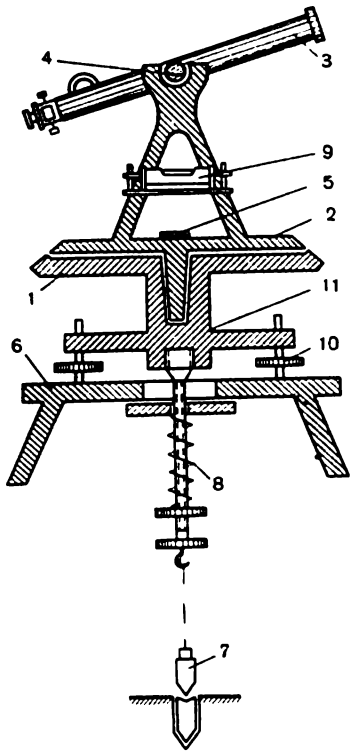


Fig. 99

ABC un cercle horizontal divisé en degrés et minutes, après quoi on marque l'arc *pq*, renfermé entre les faces du dièdre. Cet arc, servant de mesure de l'angle central *pSq*, sert aussi de mesure de l'angle *abc* lui étant égal. Le nombre de degrés et de ses fractions dans l'arc *pq* définira la valeur de l'angle horizontal *abc*. Un tel cercle horizontal gradué est appelé l i m b e.

Les projections horizontales des angles sur le terrain peuvent être mesurées directement à l'aide d'un limbe ; dans ce but, il faut que son centre *S* soit mis en station de telle sorte que son axe vertical coïncide avec la verticale de *B*, le limbe étant en position horizontale.

Pour mesurer un angle, on a besoin du plan vertical *pSt*, tournant autour de l'axe vertical *St*. Faisant coïncider successivement ce plan avec les plans *ABb* et *CBb* du dièdre, on peut marquer sur le limbe le commencement et la fin de l'arc *pq*. Un tel plan est appelé p l a n d e v i s é e.

On peut obtenir le plan de visée à l'aide d'une lunette tournant autour de son axe dans le plan vertical *pSt*. La lunette est reliée au moyen de ses pattes ou coussinets à un cercle qui tourne sur un pivot, passant par le centre du limbe. Ce cercle est appelé a l i d a d e. L'alidade doit être équipée d'un vernier (échelle de divisions d'angles *) pourvu d'un index permettant la lecture de l'arc *pq*. Le trait zéro du vernier sert d'index. On peut résumer que l'instrument servant à la mesure directe des projections horizontales des angles ou goniomètre (fig. 99) se compose essentiellement : d'un limbe *1* dont le bord coupé est gradué ; d'une alidade

* Les divisions d'angle sont soit centésimales (grades et fractions de grades), soit sexagésimales (degrés, minutes). — N o t e d u r é d a c t e u r.

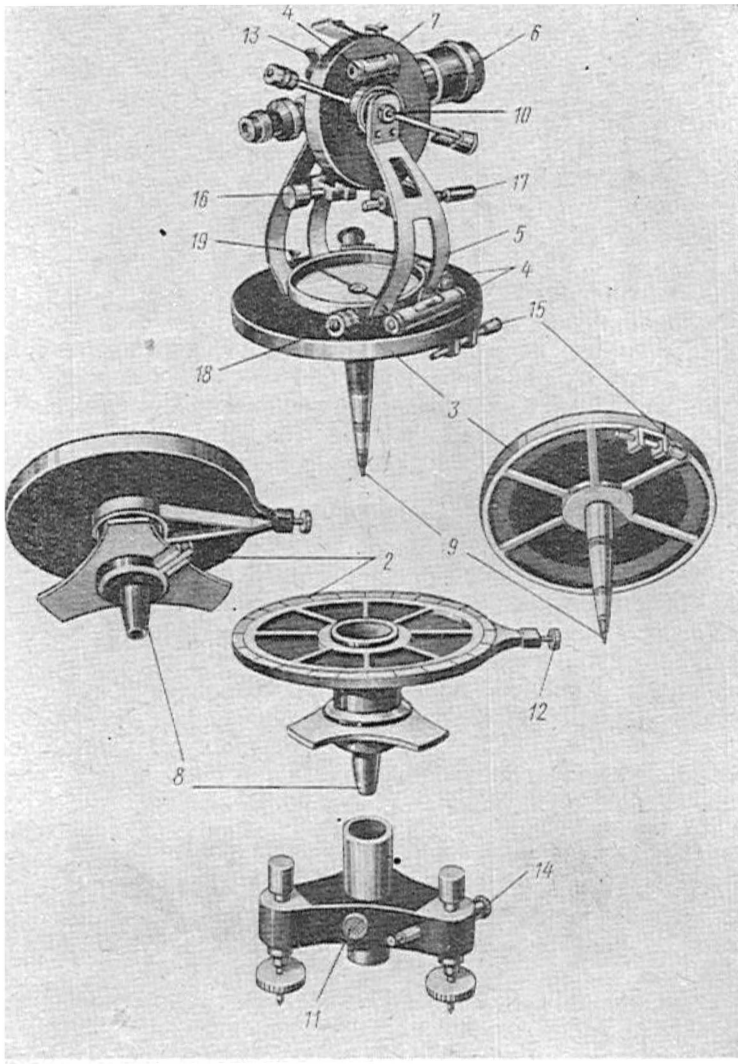


Fig. 100

1. support avec trois vis calantes. — 2. limbe. — 3. alidade. — 4. nivelles. — 5. boussole. — 6. lunette. 7. limbe vertical. — 8. pivot du limbe. — 9. pivot de l'alidade. — 10 pivot de rotation de la lunette. — 11. vis calante du limbe. — 12. vis calante de l'alidade. — 13. vis calante de la lunette. — 14. vis de fin calage du limbe. — 15. vis de fin calage de l'alidade. — 16. vis de fin calage de la lunette. — 17. vis micrométrique à régler la nivelle du limbe vertical. — 18. lentille du vernier. — 19. arrêtoir de la boussole

2 avec ses verniers et lentilles de lecture des divisions du limbe ; d'une lunette *3* tournant dans le plan vertical autour du pivot *4*. Dans beaucoup d'instruments de mesure la lunette peut retourner à 180° autour de son axe géométrique. Généralement, à l'une des extrémités de cet axe est fixé le cercle vertical *7* (fig. 100) destiné à la mesure des angles verticaux ; il est assujetti d'une façon rigide au pivot *4* (fig. 99) et peut tourner ensemble avec lui et avec la lunette. Parfois, sur l'alidade entre les pattes ou coussinets de la lunette, est disposée la boussole *5* destinée à mesurer des azimuts magnétiques ou des rhumbs. Dans certains instruments la boussole est installée sur la vis, vissée dans l'étui du cercle vertical. Le centre du limbe d'un goniomètre étant placé au-dessus du sommet de l'angle qu'on mesure, l'instrument est pourvu d'un support *6* et d'un fil à plomb *7*. Cette opération qui consiste à centrer le goniomètre suivant le fil à plomb, est appelée centrage de l'instrument de mesure. Le goniomètre est fixé sur le support par la vis calante à ressort *8*. Afin de caler l'axe de rotation de l'alidade (ou l'axe de rotation de l'instrument *), on a recours à la nivelle *9* et aux vis de réglage *10* (trois vis en général, sur la figure on n'en voit que deux). En même temps le limbe est en position horizontale. Afin d'accélérer l'opération, l'instrument est équipé de deux nivelles disposées sous l'angle droit. Pour qu'au cours de l'opération certains éléments de l'instrument restent fixes (par exemple, le limbe), et d'autres tournent (par exemple, l'alidade) l'instrument dispose de vis de serrage et de vis micrométriques (fig. 100). Les vis de serrage lient les éléments immobiles aux éléments mobiles. A l'aide des vis micrométriques, on communique à certains éléments déjà fixés un mouvement lent et minime.

La fig. 99 représente le schéma d'un goniomètre, appelé simple théodolite. Le limbe d'un tel théodolite fait corps avec le support et ne peut pas tourner. Le théodolite (fig. 100), dont le limbe *2* peut tourner autour de son axe *8*, passant par l'embase du support *1* à trois vis calantes, est appelé théodolite réitérateur (fig. 100).

Le pivot du limbe fixé dans l'embase du support par la vis de serrage *11*, le limbe possède d'un mouvement lent et sans choc autour de son axe, au moyen de la vis micrométrique *14*. Par l'axe creux du limbe passe le pivot *9* du limbe-alidade. L'alidade est pourvu d'une vis de serrage *12* et d'une vis micrométrique *15*. Chacune de deux parties diamétralement opposées de l'alidade portent des verniers, destinés à effectuer la lecture du limbe.

Le théodolite stationné au point *B* (fig. 98) d'une manière

* Cet axe est appelé aussi l'axe vertical de l'instrument. Ces deux dénominations sont conventionnelles, car lors de la rotation de l'alidade ne tourne que la partie supérieure de l'instrument, et l'axe de l'alidade ne sera dans la position verticale qu'après ce qu'elle soit amenée dans sa position de travail.

décrite ci-dessus au sommet de l'angle qu'on doit mesurer, il faut relever au limbe et au vernier, l'arc *pq*. De règle, le compte des divisions du limbe va dans le sens des aiguilles d'une montre. Pour relever l'arc *pq* au limbe, on tourne l'alidade (le limbe reste immobile) jusqu'à ce que le jalon au point *A* se trouve dans le plan de visée, et on effectue la lecture au limbe en face de l'index (trait zéro du vernier). Soit cette lecture est égale à 110°0′. Tournons maintenant l'alidade de façon que le plan de visée passe par le jalon au point *C* et effectuons de nouveau la lecture au limbe, égale, par exemple, à 60°0′. La différence de ces lectures 110°0′−60°0′= =50°0′ représentera la valeur en degrés de l'angle horizontal β.

§ 58. PRINCIPE DE MESURE DES DIRECTIONS: AZIMUTS MAGNÉTIQUES OU RHUMBS

La mesure des azimuts magnétiques et des rhumbs est effectuée avec une boussole. Supposons que son centre coïncide avec le centre de rotation de l'alidade, et la ligne de foi * de la boussole (fig. 101) avec le plan de visée *CV*. Si l'alidade est en mouvement de rotation, la boussole l'est aussi et la ligne de foi de la boussole est toujours dans le plan de visée, l'aiguille aimantée restant immobile.

On peut mesurer les azimuts magnétiques ou les rhumbs des directions en même temps que les projections horizontales des angles. Voici un exemple : la pointe de l'aiguille peinte en noir est dirigée vers le Nord (fig. 101).

Si la boussole est soumise à un mouvement de rotation autour du centre *C*, l'aiguille aimantée restera immobile tandis que la ligne de foi s'écartera de la pointe de l'aiguille. Tournons la boussole jusqu'à ce que la ligne de visée *CV* coïncide avec la direction donnée *CA*. Alors l'arc du cercle à partir de la pointe Nord de l'aiguille aimantée dans le sens de la montre jusqu'à la ligne *CA* servira à mesurer l'azimut magnétique de cette direction, c'est-à-dire l'azimut est égal à 40° (fig. 101).

Pour déterminer le rhumb de cette même direction *CA* (fig. 101) notons que *CA* est plus proche de la pointe Nord de l'aiguille aimantée étant dirigée vers l'Est (le rhumb NE) et relevons l'arc (égal à 40°) qui détermine l'angle aigu, compris entre la pointe Nord de l'aiguille aimantée et la direction donnée.

Pour faciliter la lecture des divisions à la couronne de la boussole, les dizaines sont

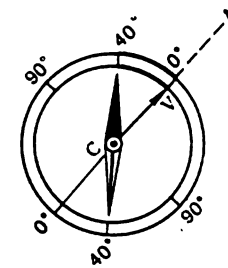


Fig. 101

* La ligne de foi de la boussole est le diamètre du limbe qui contient la graduation zéro. — Note du rédacteur.

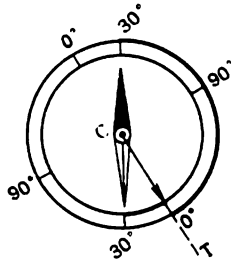


Fig. 102

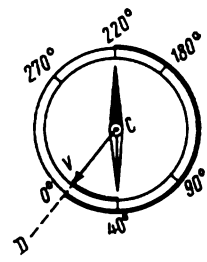


Fig. 103

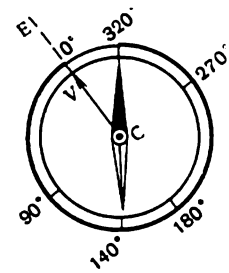


Fig. 104

désignées par des chiffres. Certaines couronnes portent des graduations faites dans chaque quart de 0° jusqu'a 90° (fig. 101 et 102), les traits zéro disposés sur la ligne de foi du limbe. Une telle graduation est appelée graduation rhumbique. Parfois les divisions sont portées de 0° jusqu'à 360° (fig. 103 et 104), bien souvent dans le sens contraire de la montre ; une telle graduation est appelée graduation azimutale. Mais quelle que soit graduation du limbe, on peut mesurer les azimuts et les rhumbs avec la boussole, si on connaît bien ces notions.

Soit à mesurer l'azimut de la direction *CT* (fig. 102). Comptant l'azimut de la direction *CT* à partir de la pointe Nord de l'aiguille aimantée dans le sens des aiguilles d'une montre jusqu'à la direction donnée, notons l'arc, d'après la circonférence extérieure de la couronne (sur le dessin il a le caractère gras). Si l'arc contient $90°+60°=150°$, l'azimut de la direction *CT* sera égal à 150°. Afin de déterminer le rhumb de cette même direction, notons que la direction donnée est très proche de la pointe Sud de l'aiguille aimantée, étant dirigée vers l'Est ; par conséquent, le rhumb sera nommé SE. Si on note l'arc, d'après la circonférence intérieure de la couronne, mesurant l'angle aigu entre la pointe Sud de l'aiguille aimantée et la direction donnée (sur le dessin, il a le caractère gras), on obtiendra alors le rhumb SE : 30°.

Déterminons l'azimut et le rhumb de la direction *CD* (fig. 103). Ayant fait coïncider la direction du plan de visée *CV* avec la direction donnée *CD* et ayant noté les arcs correspondants, on trouve que l'azimut cherché est égal à 220° et le rhumb, à SO : 40°. De façon identique, on trouve pour la direction *CE* (fig. 104) l'azimut égal à 320° et le rhumb NO : 40°.

§ 59. LIMBE

Le limbe est l'élément principal du goniomètre et représente un disque métallique ou un cercle en verre (dans les théodolites optiques) qui sont gradués à l'aide d'une machine à diviser *. La

* Cette machine possède un mouvement circulaire centré sur la couronne ; la graduation ou la division se fait automatiquement à l'aide d'un tracelet.

grandeur de l'arc du limbe entre deux traits voisins exprimée en degrés est appelée valeur de la division du limbe. La circonférence du limbe est divisée en degrés et en minutes. La division du limbe peut être 1°, 30′, 20′, 10′, 5′. Les divisions sont portées généralement sur le limbe tous les 10°; de règle le compte se fait dans le sens des aiguilles d'une montre. La fig. 105 nous montre les parties des limbes dont la graduation est faite respectivement tous les 1°, 30′ et 20′. *

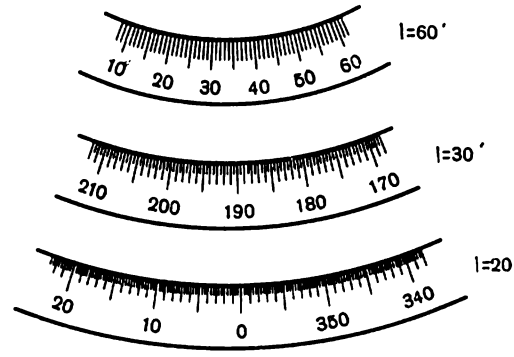


Fig. 105

Les diamètres des limbes vont de 5 cm jusqu'à 22 cm. Quand le limbe a de petits diamètres, la distance entre les traits peut atteindre 30 microns (1 micron=0,001 mm) et leur épaisseur, 2 microns. La plus fine rayure est plus grosse qu'un tel trait : d'où on comprend bien la prudence avec laquelle on doit utiliser le limbe.

La poussière est nettoyée avec un doux pinceau. Le nettoyage des limbes encrassés est confié à un spécialiste expérimenté. Pour protéger les divisions contre la poussière, les limbes sont mis dans une boîte métallique ayant des ouvertures aux endroits correspondants, qui permettent d'effectuer les lectures ; les ouvertures sont fermées par des plaques en verre.

Le limbe gradué est chiffré. Si, par exemple, les traits du limbe sont portés tous les 10°, et entre deux traits voisins il y a 20 divisions, sans aucun doute la division du limbe sera égale à $^1/_2$°, c'est-à-dire, à 30′.

§ 60. VERNIER. MICROSCOPES A TRAITS ET A ÉCHELLE

Soit lu (fig. 106) une partie du limbe, AA une partie du cercle d'alidade et l la longueur d'une division du limbe. Prenons sur le limbe un arc de n divisions. ln sera la grandeur de cet arc. Transportons maintenant cet arc sur l'alidade et divisions-le en $n+1$

* Il existe deux systèmes principaux de graduation : le système sexagésimal où la circonférence est divisée en 360 parties (degré) ; le système centésimal où la circonférence est divisée en 400 parties (grade). Chaque degré vaut 60 minutes (60′) et chaque minute, 60 secondes (60″). Chaque grade est subdivisé en 10 décigrades, 100 centigrades ou minutes (100′), 1000 milligrades et 10 000 décimilligrades ou secondes (10 000″). Les deux systèmes sont également légitimes.

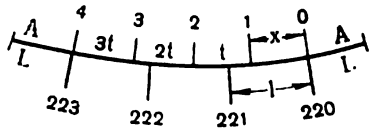


Fig. 106

parties; on obtiendra alors sur l'alidade une échelle divisée qui s'appelle vernier. Les traits du vernier portent des chiffres; le trait zéro du vernier est appelé l'index.

Désignons la mesure angulaire de chaque division du vernier par x; la grandeur de l'arc entier du vernier sera $x(n+1)$. Puisque d'après la construction cet arc est égal à l'arc du limbe ln, on aura $x(n+1)=ln$; d'où on trouve $x=\frac{ln}{n+1}$.

Désignons la différence entre la division du limbe et la division du vernier par t, et appelons sa grandeur la précision du vernier; on aura:

$$t=l-x=l-\frac{ln}{n+1}=\frac{l(n+1)-ln}{n+1}=\frac{l}{n+1}. \qquad \text{(XII.1)}$$

On voit, que si l'on connaît la valeur de la division du limbe l et, ayant compté le nombre de divisions du vernier $(n+1)$, on peut, en divisant le premier nombre par le second, obtenir la précision du vernier. Si, par exemple, la valeur de la division du limbe $l=1°$, et dans l'intervalle entre 3 divisions du limbe sur le vernier se trouvent 4 divisions, on aura:

$$t=\frac{60'}{4}=15'.$$

Si $l=30'$ et $n+1=30$, on aura:

$$t=\frac{l}{n+1}=\frac{30'}{30}=1'.$$

Comme une division du vernier est plus petite que celle du limbe d'une grandeur t, deux divisions du vernier sont plus petites que deux divisions du limbe de $2t$, trois divisions — de $3t$, etc. Par conséquent, si l'index du vernier coïncide avec un trait quelconque, par exemple, avec celui de 220°, le premier trait du vernier n'atteindra le trait 221° du limbe, la différence étant égale à t; la différence entre le second trait du vernier et la division du limbe 222° sera égale à $2t$, et ainsi de suite. Inversement, si on tourne l'alidade avec le vernier de façon que le premier trait coïncide avec le trait 221° du limbe, l'index du vernier n'atteindra le trait 220°, la différence étant égale à t; si on tourne l'alidade de telle manière que le 2e trait du vernier coïncide avec le trait 222° du limbe, l'index s'écartera du trait 220° du limbe à une grandeur de $2t$, etc.

Conclusion. Si l'index 0 du vernier (fig. 107) n'atteint pas le trait du limbe, par exemple 220°, c'est-à-dire il y a une différence entre le trait du limbe et celui du vernier égale à l'arc y, la lecture se fait ainsi : on retient la grandeur se trouvant avant l'index, après quoi on détermine le trait du vernier coïncidant avec celui du limbe. Ayant multiplié la grandeur de ce trait par la précision du vernier, on ajoute le produit obtenu à la lecture. Si, par exemple, c'est le deuxième trait du vernier, qui coïncide avec un trait quelconque du limbe, la lecture au limbe sera : $220°+2t$; si $t=15'$, on aura $220°+2\cdot 15'=220°30'$. Généralement, les divisions du vernier sont chiffrées non suivant leur rang, mais d'après leurs produits de leurs nombres par la précision du vernier. Aux chiffres 1, 2, 3, 4 correspondent les grandeurs 15′ ; 30′ ; 45′ et 60′ (fig. 107). La grandeur des traits du vernier croît dans le même sens que celle des traits du limbe.

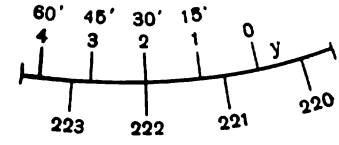


Fig. 107

Les fig. 106 et 107 représentent un vernier à un nombre restreint de divisions dans le but de simplifier l'explication du principe de sa construction. Les verniers des goniomètres comptent généralement un nombre plus grand de divisions. La fig. 108 représente un vernier d'une précision de 1 minute et dont le nombre de divisions est $n+1=30$. La lecture de l'appoint est égale à 122°2′. La fig. 109 représente un vernier d'une précision de trente secondes et a pour expression la lecture de l'appoint égale à 141°51′30″.

Avant l'index et après le trait final du vernier, on pratique, en général, des divisions complémentaires dont les intervalles sont égaux à ceux des divisions du vernier (fig. 108). Ces traits sont utilisés afin de vérifier les divisions du limbe et celles du vernier ; ils servent aussi à faciliter la recherche du trait coïncidant du vernier lorsque le dernier se trouve à l'une ou l'autre extrémité du vernier. Si un trait quelconque du vernier coïncide avec le trait correspondant du limbe, les traits les plus proches de lui à gauche et à droite du trait coïncidant doivent être disposés symétriquement. Si deux traits voisins du vernier semblent se coïncider, la lecture est égale à la moyenne arithmétique des lectures à ces deux traits.

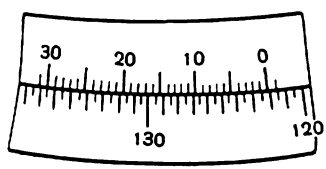


Fig. 108

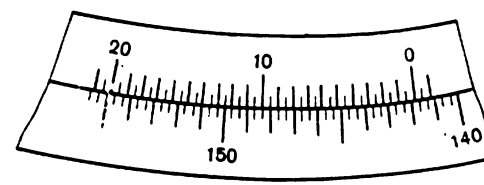


Fig. 109

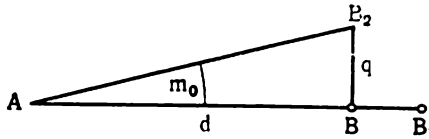


Fig. 110

La précision du vernier détermine l'erreur accidentelle de la lecture des divisions du limbe au vernier. Cette erreur est égale pratiquement à moitié de la précision du vernier. Ainsi, pour un goniomètre dont la précision du vernier est de 1 minute, l'erreur accidentelle de la lecture sera :

$$m_0 = \pm 0',5 = \pm 30''.$$

Si on mesure la distance AB (fig. 110), l'erreur accidentelle donnera naissance au déplacement longitudinal BB_1 du bout de cette distance. Si on mesure l'angle horizontal au point A, l'erreur accidentelle de la lecture au vernier m_0 sera équivalente à la rotation de l'alidade en ce point à l'angle m_0 qui donnera naissance au point B à un déplacement latéral égal à q. D'où on trouve :

$$\frac{q}{d} = \operatorname{tg} m_0.$$

L'angle m_0 étant minime, remplaçons sa tangente par une mesure analytique, c'est-à-dire en radians. Un radian comprend 206 265″ (ou 3438′). Par conséquent, exprimant m_0 en secondes et divisant le nombre obtenu par 206 265″, on obtient l'angle m_0 en radians. Ainsi :

$$\frac{q}{d} = \operatorname{tg} m_0 = \frac{m_0''}{206\,265''},$$

d'où on trouve l'erreur relative du déplacement latéral du point B à cause de l'erreur de la lecture au vernier du théodolite, m_0 étant égal à 30″ :

$$\frac{30}{206\,265} \approx \frac{1}{7000}.$$

Dans certains instruments la lecture au limbe est effectuée à l'aide des microscopes à traits (fig. 111) ou à échelle (fig. 112). Dans le champ visuel du microscope, on voit le trait ou l'échelle ainsi que les divisions du limbe. Par exemple, la division du limbe est égale à 10′ ; évaluant les dixièmes du limbe au jugé, on peut effectuer la lecture à l'aide du microscope à une précision de 1′ (fig. 111). La lecture est égale à 21°26′. Soit la division du limbe égale à 20′ (fig. 112). La division de l'échelle est dix fois plus petite que la division du limbe, c'est-à-dire elle est égale à 2′ ;

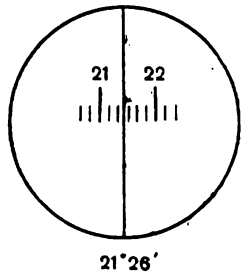


Fig. 111

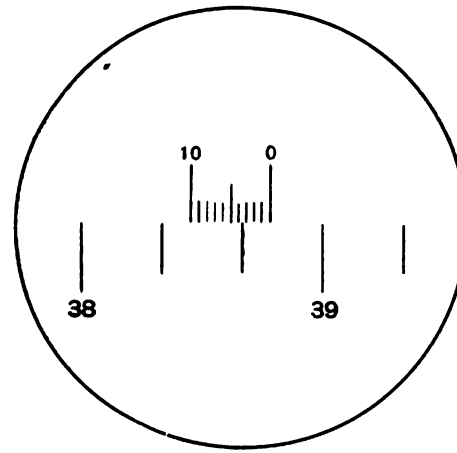


Fig. 112

évaluant à l'estime les dixièmes de la division de l'échelle, on peut effectuer la lecture à l'échelle à une précision de 0′,2. On lit ensuite au limbe, avant l'index de l'échelle une grandeur, soit ici 38°40′, et à l'échelle une autre grandeur la plus petite et la plus voisine de l'index, soit 3,3 divisions (fig. 112). Par conséquent, la lecture définitive sera :

$$38°40′+2′\times3,3=38°46′,6.$$

Si on fait la lecture à un seul microscope, on doit doubler le nombre de divisions de l'échelle, mais s'il y en a deux, la somme de lectures du nombre des divisions de chaque échelle donnera la lecture définitive en minutes, libre de l'influence de l'excentricité (voir § 61).

Si, par exemple, la lecture à l'échelle du premier microscope est égale à 3,3, et celle du second à 3,2, on aura la lecture définitive :

$$38°40′+3,3+3,2=38°46′,5.$$

§ 61. EXCENTRICITÉ DE L'ALIDADE

L'axe de rotation de l'alidade doit passer par le centre du limbe. Si M et N (fig. 113) sont les index des verniers, disposés sur le diamètre ou ligne de foi, la différence des arcs du limbe OM et OMN sera égale à 180°0′. Si la lecture M à un vernier sera 30°12′, à l'autre, N, elle sera : 20°12′+180°0′=210°12′. Si l'axe de rotation de

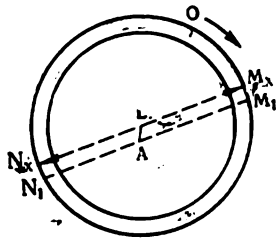


Fig. 113

l'alidade A ne passe pas par le centre du limbe L, on dit que l'alidade a une excentricité; les lectures au limbe seront alors faussées d'une certaine valeur x. L'influence de l'excentricité sur les lectures au limbe est petite en général, et elle est mesurée par des valeurs minimes; son influence maximum ne dépasse pas quelques minutes. Supposons que $x=2'$. Si la chiffraison des divisions accroît dans le sens des aiguilles d'une montre, à cause d'une excentricité, on effectuera non pas la lecture M, mais M_1, qui est supérieure à la lecture M de $2'$, c'est-à-dire $30°14'$, et au lieu de N on effectuera la lecture N_1, inférieure à N de $2'$, c'est-à-dire $210°10'$. Evidemment, la moyenne arithmétique du nombre de minutes $\frac{14'+10'}{2}=12'$ donnera le résultat libre de l'influence de l'excentricité.

C'est pourquoi sur les parties diamétralement opposées du limbe d'alidade on a généralement deux verniers. La destination du deuxième vernier consiste à libérer les lectures au limbe de l'influence de l'excentricité de l'alidade.

On peut découvrir l'excentricité aux lectures effectuées s'il y a au moins deux différentes positions de l'alidade (la ligne de foi des verniers peut passer par hasard par la direction AL et alors, évidemment, on ne découvrira pas d'excentricité).

§ 62. LOUPE

On appelle loupe un verre grossissant (fig. 114) utilisé pour examiner les menus objets proches de l'œil. La loupe est limitée par deux surfaces sphériques et elle est appelée autrement lentille ou lentille optique. La droite passant par les centres des surfaces sphériques de la lentille est appelée axe optique principal du verre. Sur cet axe se trouvent le centre optique O de la lentille et les foyers principaux Φ et Φ_1 disposés symétriquement des deux côtés du verre.

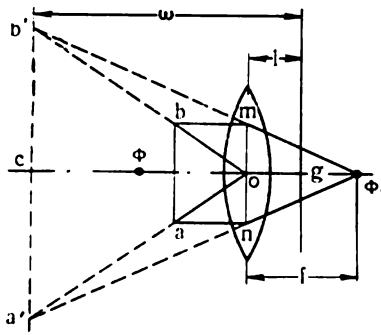


Fig. 114

Les distances à partir du centre optique de la lentille jusqu'à chaque foyer sont égales entre elles et sont appelées distances focales.

Soit l'objet *ab* se trouvant devant la lentille *mn* (fig. 114) à une distance inférieure à la distance focale. Pour obtenir son image, il suffit de construire la représentation des points *a* et *b*. Les rayons *ao* et *bo* passent par le centre optique *O* ne changeant pas de direction, et les rayons *an* et *bm*, parallèles à l'axe optique principal, passeront par le foyer Φ_1 après la réfraction. A l'intersection des prolongements des rayons *aO* avec $n\Phi_1$ et *Ob* avec $\Phi_1 m$ on obtient les images cherchées *a'* et *b'* des points *a* et *b*. Par conséquent, *a'b'* sera l'image de l'objet *ab*. Elle sera virtuelle, car elle est obtenue par l'intersection non pas des rayons réels, mais de leurs prolongements. Les représentations virtuelles sont toujours directes et agrandies.

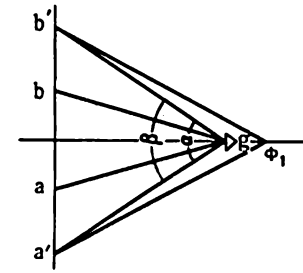


Fig. 115

Le grossissement est le rapport du diamètre apparent de l'image finale vue dans l'oculaire au diamètre de l'objet vu à l'œil nu.

Désignant le grossissement de la lentille par v, on obtient (fig. 114 et 115) :

$$v = \frac{\beta}{\alpha} = \frac{a'b'}{ab} = \frac{a'b'}{mn} = \frac{c\Phi_1}{o\Phi_1} = \frac{\omega + f - l}{f} = \frac{\omega - l}{f} + 1,$$

ω étant la distance de la vue claire (25 cm),
f, la distance focale de l'oculaire,
l, la distance focale de l'objectif,
β, l'angle sous lequel est vue l'image *a'b'*,
α, l'angle sous lequel est vu l'objet *ab*.

D'où on peut déduire que le grossissement de la lentille devient plus grand, si ses distances focales f et l sont plus petites et la distance de la vue claire est plus grande. Il en résulte que pour obtenir un plus grand grossissement il faut utiliser une lentille ayant une courte distance focale et tenir l'œil le plus près possible du verre.

Dans les instruments géodésiques la lentille est utilisée afin de pouvoir compter les divisions du limbe. On peut la déplacer dans la monture pour l'installer dans une position convenable pour l'œil. Le grossissement de la lentille est rarement supérieur à 12. S'il faut obtenir un grossissement beaucoup plus important, on utilise un microscope composé de deux lentilles convergentes. L'effet du microscope est équivalent à celui de la lentille, mais le grossissement du microscope est de beaucoup de fois supérieur à celui d'une lentille la plus puissante.

§ 63. LUNETTE À TUBE PORTE-OCULAIRE MOBILE

Les goniomètres ont une lunette permettant d'observer les objets éloignés avec une plus grande distinction qu'à l'œil nu. Dans les instruments géodésiques, on emploie de préférence des

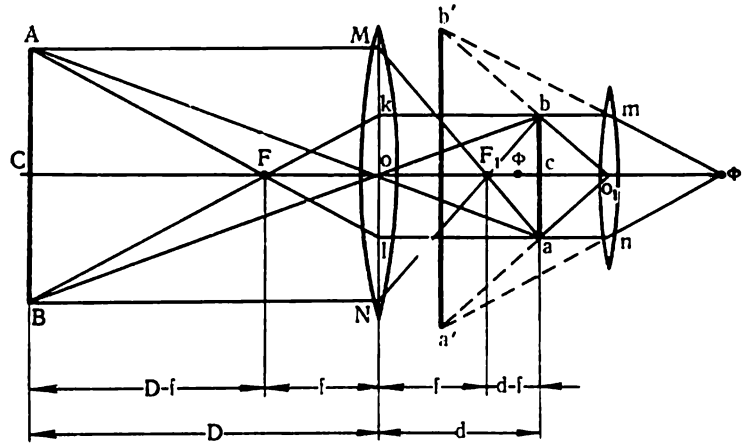


Fig. 116

lunettes astronomiques donnant des images renversées, mais on rencontre des lunettes donnant des images directes. A l'état actuel de la technique, ces lunettes, ainsi que les lunettes astronomiques, peuvent donner des images de haute qualité.

L'optique d'une lunette simple, appelée lunette de Kepler, se compose de deux lentilles convergentes : de l'objectif *MN* (fig. 116) dirigé sur l'objet *AB* et de l'oculaire *nm*.

Puisque la lunette est utilisée d'observer des objectifs assez éloignés, l'objet *AB* se trouve toujours hors de la distance focale *oF* de l'objectif *MN* ; c'est pourquoi l'image *ab* de l'objet, obtenue moyennant l'objectif, sera toujours réelle, renversée et diminuée ; pour agrandir cette image on introduit dans la lunette un oculaire *mn* qui fonctionne comme une loupe. Ayant placé l'oculaire *mn* par rapport à *ab* de façon que o_1c soit plus petit que $o_1\Phi$, distance focale de l'oculaire, on obtiendra l'image virtuelle et agrandie *a'b'*.

Il faut installer l'oculaire à une telle distance de l'image *ab* que la deuxième image *a'b'* soit obtenue à la distance d'une vue claire. Si à la visée à de différentes distances l'image *ab* se déplace, pour obtenir une image finale, il faut que l'oculaire puisse aussi se déplacer par rapport à l'objectif le long de l'axe de la lunette. Il suffit qu'un tel déplacement soit possible dans des limites d'un demi-centimètre environ (aux dimensions indiquées de la distance focale de l'objectif).

Une simple lunette a deux défauts essentiels : l'aberration sphérique et chromatique. L'aberration sphérique est provoquée par le fait qu'après leur réfraction dans le verre, les rayons lumineux ne se réunissent pas dans un même point et les images des objets sont vagues et diluées. Les rayons,

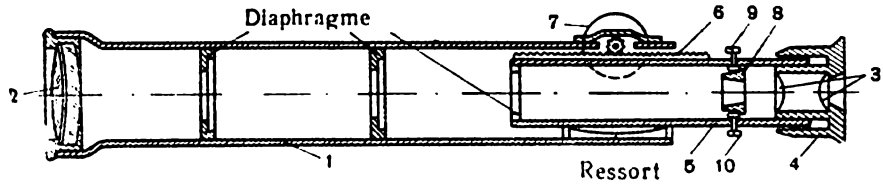


Fig. 117

tombant sur les bords de la lentille, sont surtout soumis à l'aberration sphérique. Les rayons lumineux incolores se décomposent en couleurs et teintent les bords de l'image en couleurs d'arc-en-ciel. Ce phénomène est appelé aberration chromatique. On affaiblit un peu l'effet de l'aberration sphérique et partiellement de l'aberration chromatique en utilisant dans les lunettes des instruments géodésiques modernes des diaphragmes, plaques métalliques noircies (fig. 117), qui retiennent les rayons tombant sur les bords de l'objectif. Le moyen plus sûr afin de lutter contre ces défauts consiste à utiliser un objectif et un oculaire composés. Les objectifs des lunettes modernes sont composés de deux lentilles ayant la courbure et la qualité différentes (le verre étant en crown-glass et en flint-glass). En choisissant les courbures des lentilles, on peut éliminer l'aberration sphérique.

L'aberration sphérique attenuée, on élimine l'aberration chromatique en plaçant les lentilles à une certaine distance l'une de l'autre. L'oculaire libre des aberrations sphérique et chromatique dans tout le champ de vision et à une position quelconque de l'œil est appelé oculaire orthoscopique.

L'oculaire orthoscopique se compose de trois lentilles dont deux sont collées ensemble.

L'élément *1* (fig. 117) de la lunette dans lequel est introduit l'objectif *2* est appelé tube de l'objectif. L'oculaire *3* est installé dans la bague oculaire *4* rentrant dans le tube oculaire *5*. Le déplacement du tube oculaire à l'intérieur du tube de l'objectif est effectué à l'aide de la plaque dentée et de la roue dentée *7*, appelée crémaillère.

§ 64. RÉTICULE. PARALLAXE

La visée étant effectuée sur un point bien déterminé de l'objet, la lunette doit disposer d'un point fixe *K* (fig. 118, *1*) que l'on pourra pointer chaque fois sur le point choisi de l'objet. Un tel point serait la croisée des crins de cheval, réel *K* (fig. 118, *1*) ou imaginaire, se trouvant entre des crins parallèles (fig. 118, *4*).

C'est le réticule ou diaphragme d'oculaire *8* (fig. 117) représentant un disque percé d'un trou circulaire, qui porte un verre sur

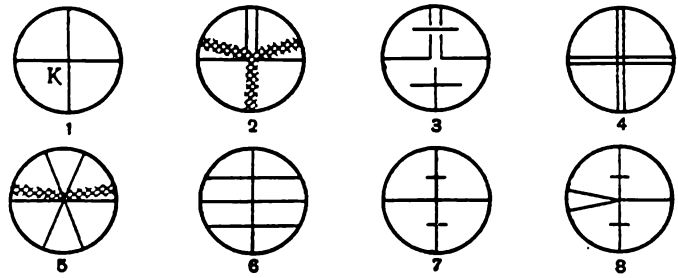


Fig. 118

lequel est gravée la grille. Le réticule est placé devant le foyer avant de l'oculaire.

La droite imaginaire passant par la croisée des traits du réticule et le centre optique de l'objectif est appelée ligne de visée. Cette ligne doit coïncider avec l'axe optique de la lunette, c'est-à-dire avec la droite passant par les centres optiques de l'objectif et de l'oculaire. Cette dernière, à son tour, doit coïncider avec l'axe géométrique de la lunette ou axe des cylindres qui constituent la lunette. Pour que le réticule soit placé correctement, il doit être mis dans le plan perpendiculaire à l'axe de la lunette (fig. 117). En réglant les vis calantes, on peut déplacer le réticule en haut ou en bas, à droite ou à gauche (les vis de déplacement latéral du réticule ne sont pas montrées sur la fig. 117).

Pour mettre l'oculaire par rapport au réticule suivant l'œil de l'observateur l'anneau oculaire peut se déplacer dans le tube porte-oculaire.

La fig. 118 représente les types de réticules utilisés dans les instruments géodésiques modernes. Le réticule *2* a deux crins verticaux ; lors du pointage l'objet est placé au milieu des traits parallèles et le pointage s'effectue plus précisément qu'avec un seul. La ligne virtuelle, par rapport à laquelle les deux lignes sont disposées symétriquement, est appelée bissecteur des traits.

Le réticule *6* a trois traits horizontaux dont les deux extrêmes sont appelés traits télémétriques et servent à déterminer les distances ; les traits des réticules *3*, *7* et *8* ont la même destination.

Ultérieurement, en parlant de la croisée des crins, on le rapportera au point central du réticule, correspondant au point *K* (sur la fig. 118, *1*).

En agissant sur un bouton spécial, on fait coïncider le plan de l'image *ab* de l'objet (fig. 116) avec celui du réticule. Le point d'intersection des traits ne doit pas quitter l'image de l'objet lors du déplacement de l'œil par rapport à l'oculaire, sinon il y a

parallaxe. *La parallaxe se produit à cause de l'incoïncidence de l'image P de l'objet* (fig. 119) *avec le plan K du réticule*; lorsque l'œil se déplace du point g_1 au point g_2, la croisée se déplace aussi par rapport à l'image de l'objet.

La parallaxe peut être éliminée, si on agit légèrement sur l'oculaire en tournant un peu le bouton spécial de réglage.

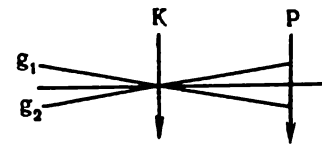


Fig. 119

§ 65. LUNETTE A RÈGLAGE INTERNE. RÈGLAGE D'UNE LUNETTE

Dans les instruments géodésiques les plus récents, équipés de tubes de longueur constante, le tube porte-réticule est fixé dans le corps de la lunette ou tube porte-objectif (fig. 120).

Le réglage de cette lunette se fait à l'aide d'une lentille divergente (fig. 121) dite véhicule, se déplaçant entre l'objectif et le réticule à l'aide d'un bouton spécial ou d'un anneau du tube porte-

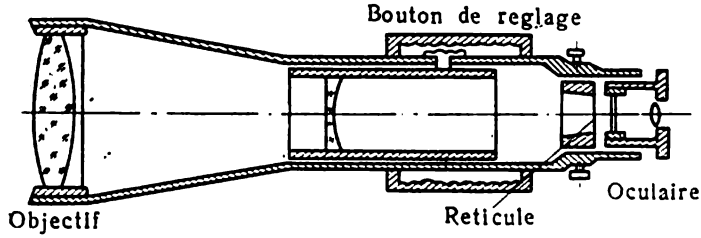


Fig. 120

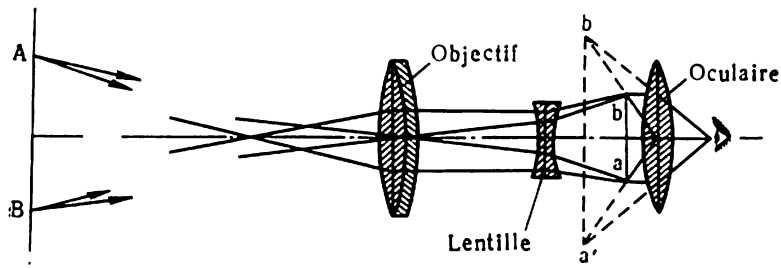


Fig. 121

oculaire. La présence d'une lentille interne permet d'obtenir un plus grand grossissement par rapport à une simple lunette.

La longueur d'une telle lunette lors de son réglage reste inchangeable ; c'est la lunette à réglage interne ou encore la lunette à réticule fixe. La conception d'une lunette à réglage interne préserve la lunette contre la poussière et l'humidité et assure une position fixe de l'axe de visée lors du réglage. L'action simultanée de l'objectif et de la lentille divergente est équivalente à l'action d'une lentille convergente. Du point de vue de l'optique, on peut considérer l'ensemble l'objectif-lentille divergente comme un objectif complexe ; cet ensemble peut être appelé téléobjectif. La lunette à réglage interne ne diffère pas en principe d'une simple lunette, mais a une conception beaucoup plus perfectionnée. La fig. 121 représente le cheminement des rayons dans une lunette à réglage interne.

Réglage d'une lunette

On commence par régler la position de l'oculaire pour une vue déterminée. Pour cela, ayant dirigé la lunette sur un fond clair, on fait coulisser le tube porte-oculaire dans le tube porte-réticule jusqu'à ce que les traits du réticule paraissent avec le maximum de netteté. On règle ensuite la position de la lentille-véhicule. Pour cela, on vise l'objet à observer et en agissant sur la lentille-véhicule, on modifie à l'aide d'un bouton spécial, la distance focale de l'ensemble objectif-véhicule jusqu'à ce que l'image de l'objectif paraisse très nette. Dans le cas d'une lunette à réticule mobile, la mise au point se fait en déplaçant non plus la lentille-véhicule, mais en déplaçant l'ensemble oculaire-réticule, situé à l'intérieur du tube porte-objectif. S'il y a parallaxe on doit perfectionner la mise au point jusqu'à ce que la parallaxe ait disparu ; pour cela, on agit sur le bouton spécial ou l'anneau du tube porte-oculaire.

§ 66. GROSSISSEMENT D'UNE LUNETTE

On appelle grossissement d'une lunette le rapport de l'angle sous lequel l'image de l'objet est vue dans la lunette, à l'angle, sous lequel l'objet est vu à l'œil nu.

Négligeant la petite distance entre les centres optiques du cristallin de l'œil et de l'oculaire, on peut prendre le sommet de l'angle β au centre optique o_1 (fig. 122) de l'oculaire *mn*. En ce point on devrait aussi disposer le sommet de l'angle α, mais, tenant compte de la petitesse de la longueur de la lunette à partir de l'oculaire jusqu'à l'objet *AB*, on peut rapporter sans erreur apparente le sommet de l'angle α au centre optique *o* de l'objectif *MN* :

$$v = \frac{\beta}{\alpha}.$$

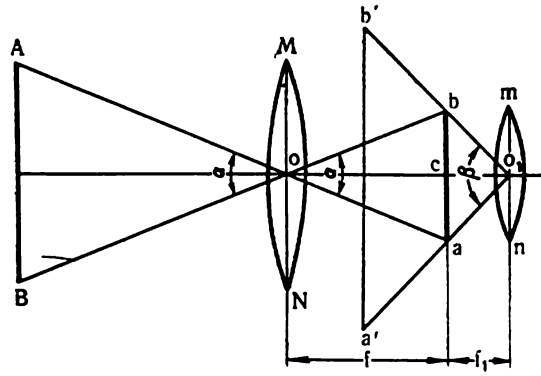


Fig. 122

A de grandes distances, pour lesquelles les lunettes sont destinées, l'image réelle *ab* (fig. 116 et 122) est obtenue presque dans la focale de l'objectif et de l'oculaire et c'est pourquoi on peut considérer que $oc=f$ est la distance focale de l'objectif et $o_1c=f_1$ est la distance focale de l'oculaire.

Des triangles *obc* et o_1bc, on trouve que :

$$bc=f \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} = f_1 \operatorname{tg} \frac{\beta}{2},$$

d'où

$$\frac{\operatorname{tg} \frac{\beta}{2}}{\operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}} = \frac{f}{f_1}.$$

Tenant compte de la petitesse des angles, on peut remplacer le rapport de leurs tangentes par celui des angles. On aura :

$$\frac{\beta}{\alpha} = \frac{f}{f_1}$$

ou bien

$$v = \frac{f}{f_1}, \qquad \text{(XII.2)}$$

Pratiquement, on peut considérer le grossissement de la lunette égal au rapport des distances focales de l'objectif et de l'oculaire. Le grossissement des lunettes des instruments géodésiques, utilisés dans le génie civil, varie généralement de 15 à 30, et ne dépasse pas 50.

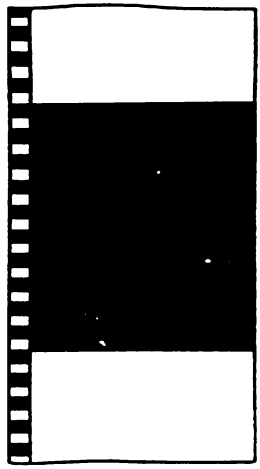


Fig. 123

Le plus facile est de déterminer le grossissement d'après une mire. On place la mire verticalement à 20 m environ de la lunette et on vise d'un œil à travers la lunette et de l'autre directement, la mire. Les divisions de la mire, vues à travers la lunette, sembleront plus grandes que celles vues directement à l'œil nu d'un tel nombre de fois de combien grossit la lunette. Si on compte le nombre de divisions vues directement à l'œil nu, correspondant à une division vue à travers la lunette, ce nombre donnera le grossissement de la lunette. Sur la fig. 123 à droite est représentée une partie de la mire, vue à travers la lunette et à gauche la partie de la mire vue directement à l'œil nu : dans ce cas $v=17$.

§ 67. PRÉCISION DE POINTÉ. DISTANCE MAXIMA DE POINTÉ

On peut distinguer à l'œil nu deux points éloignés s'ils sont observés à une distance angulaire d'une minute environ. Si cette distance est plus petite, les deux points se recouvrent de sorte qu'ils ne sont plus distincts. C'est pourquoi l'erreur de pointé serait égale à $\pm 60''$. L'erreur de pointé d'une lunette décroît proportionnellement au grossissement v :

$$m_v = \pm \frac{60''}{v}. \qquad \text{(XII.3)}$$

Par exemple, si un instrument a le grossissement $v=15$, on *aura :*

$$m_v = \pm \frac{60''}{v} = \pm \frac{60''}{15} = \pm 4''.$$

Quand on mesure l'angle horizontal au point A (fig. 124), l'erreur accidentelle m_v de la visée sur le point B serait équivalente à la rotation de l'alidade en ce point dans l'un ou dans l'autre sens d'un angle m_v. Une telle rotation de l'alidade entraînera un déplacement latéral du point B égal à $BB_1=q$.

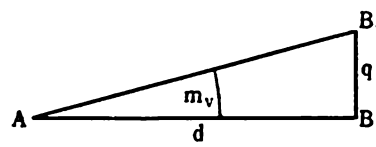


Fig. 124

Tenant compte de la petitesse de l'angle m_v, on peut écrire :

$$\frac{q}{d} = \operatorname{tg} m_v = \frac{m_v''}{206\,265''}.$$

Remplaçons m_v par sa valeur déterminée par la formule (XII.3) ; on a :

$$\frac{q}{d} = \frac{1}{3438 \cdot v}.$$

Si $v = 15$, on aura :

$$\frac{q}{d} = \frac{1}{50\,000}.$$

Comparant cette grandeur à l'erreur relative 1 : 7000 du déplacement latéral du point, due à l'erreur du compte d'après le vernier, on trouve que *la précision de pointé effectué avec une lunette, même à un petit grossissement* ($v = 15$), *est considérablement plus haute que la précision de la lecture faite d'après un vernier à minutes.*

Si on connaît le grossissement de la lunette, on peut calculer la distance maximum de l'instrument à l'objet observé. L'angle visuel maximum est pris égal à $\frac{60''}{v}$ si l'on observe l'objet à travers la lunette. Si on connait v et le diamètre s du jalon, par exemple, on peut écrire, d'après la fig. 125, considérant s comme un arc de rayon d :

$$\frac{s}{d} = \frac{\alpha''}{206\,265''}.$$

Mais

$$\alpha'' = \frac{60''}{v},$$

par conséquent

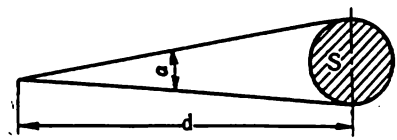


Fig. 125

$$\frac{s}{d} = \frac{60}{v \cdot 206\,265} = \frac{1}{3438 \cdot v},$$

d'où

$$d = 3438 \cdot v \cdot s.$$

Soit, par exemple, un jalon de diamètre $s = 3$ cm est observé dans une lunette à grossissement $v = 15$. On a : $d = 3438 \cdot 15 \cdot 0{,}03 = 1547$ m ou 1,5 km.

Si la distance est plus grande le jalon ne sera pas observé distinctement. Cette distance maximum calculée est approximative, parce que la formule indiquée ne tient pas compte de toutes les conditions influençant sur l'observation (réfraction, limpidité de l'air, etc.).

§ 68. CLARTÉ D'UNE LUNETTE

L'image d'un objet rétinien est représentée sous forme d'une petite surface éclairée sur laquelle est répartie toute la quantité de lumière rejetée par l'objet et reçue par l'œil. La quantité de lumière que reçoit l'œil par seconde sur un millimètre carré de cette image est appelée éclairement de l'image.

On détermine la clarté d'une lunette I par le rapport de l'éclairement des images rétiniennes d'un objet vu dans la lunette i et vu à l'œil nu :

$$i = \frac{k\pi r^2}{s}. \qquad \text{(XII.5)}$$

où k — coefficient de proportionnalité,
r — rayon de la pupille,
s — surface de l'image rétinienne,
$k\pi r^2$ — quantité de lumière, reçue de l'objet à l'œil.

L'expérience démontre que lors du passage des rayons à travers le verre de la lunette, une certaine partie des rayons est réfléchie et absorbée de telle manière que 85% environ de tous les rayons tombant sur l'objectif atteignent les yeux.

Si la lunette a un grossissement v, la surface de l'image rétinienne de l'objet obtenue par l'intermédiaire de la lunette sera de v^2 plus grande que la surface s de l'image, obtenue directement à l'œil nu.

Par conséquent, l'éclairement de l'image observée à travers une lunette sera :

$$I = \frac{0{,}85k\pi R^2}{v^2 s}, \qquad \text{(XII.6)}$$

r étant rayon de l'ouverture de l'objectif.

L'éclairement, déterminé par les formules (XII.4) et (XII.5), est appelé éclairement absolu. Il ne peut être exprimé par un nombre concret, car dans ces formules le coefficient k reste inconnu. Ayant pris le rapport $\frac{I}{i}$, on obtient :

$$\frac{I}{i} = \frac{0{,}85R^2}{v^2 r^2} = \frac{0{,}85D^2}{v^2 d^2}, \qquad \text{(XII.7)}$$

D et d étant les diamètres de l'objectif et de la pupille de l'œil. Ce rapport est appelé éclairement relatif.

Il résulte de la formule (XII.7) que *l'éclairement relatif de l'image est directement proportionnel au carré du diamètre de l'ouverture de l'objectif et inversement proportionnel au carré du grossissement de la lunette.* Pour observer des objets peu éclairés, il faut choisir des lunettes à grands objectifs et à petits grossissements. Les objets éloignés et les corps célestes sont mal vus à de grands grossissements. Pour les objets terrestres le grossissement de 50 fois peut être considéré comme maximal.

§ 69. CHAMP DE LA LUNETTE

L'espace *BoA* (fig. 126), que l'on peut voir dans la lunette quand elle se trouve dans une position fixe, est appelé champ de la lunette. Il est mesuré par l'angle α, dont le sommet se trouve au centre optique de l'objectif, et les côtés reposent sur le diamètre *ab* de l'ouverture du diaphragme-réticule *rr*.

Le diaphragme-réticule est installé là où se fait l'image réelle *ab* de l'objet (fig. 116). Par conséquent, la distance du diaphragme *rr* (fig. 126) à partir de l'objectif est presque égale à la distance focale *f*. Le champ dans les lunettes des instruments géodésiques (de $^1/_2°$ jusqu'à 2°) étant petit, le diamètre *q* de l'ouverture du diaphragme peut être considéré comme un arc de rayon *f*. Le rapport de la longueur de cet arc à la longueur *f* du rayon exprimera en radians la mesure du champ α :

$$\frac{q}{f} = \frac{\alpha'}{3438'},$$

d'où

$$\alpha' = \frac{q}{f}\,3438'. \qquad \text{(XII.8)}$$

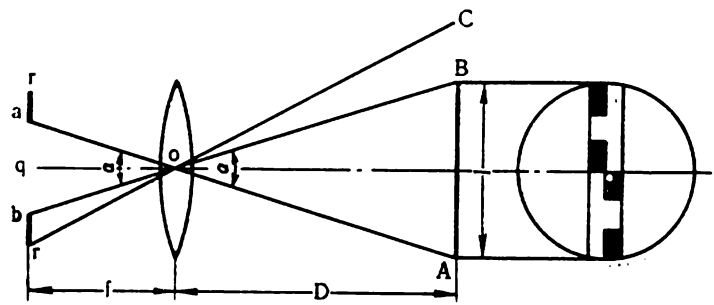


Fig. 126

L'expérience nous fournit que le diamètre q le plus avantageux du diaphragme est égal aux 2/3 de la distance focale f_1 de l'oculaire :

$$q = \frac{2}{3} f_1. \qquad \text{(a)}$$

Ayant introduit (a) dans la formule (XII.8), on obtient la simple expression du champ angulaire (en minutes d'arc) :

$$\alpha' = \frac{2}{3} \frac{f_1}{f} 3438'.$$

Mais conformément à (XII.1) $\frac{f}{f_1} = v$, par conséquent,

$$\alpha' = \frac{2292'}{v} \approx \frac{38°,2}{v}, \qquad \text{(XII.9)}$$

le champ d'une lunette est inversement proportionnel au grossissement et ne dépend pas des dimensions de l'ouverture de l'objectif. Plus le grossissement est grand, plus le champ de la lunette est petit et inversement ; c'est pourquoi les lunettes à un grand grossissement sont souvent équipées de lunettes supplémentaires à un petit grossissement ayant un très grand champ. Elles sont commodes pour la recherche des objets et sont appelées viseurs.

Pratiquement, on détermine le champ d'une lunette soit d'après la formule (XII.9) ayant le grossissement connu, soit d'une manière suivante. On place verticalement la mire à divisions centimétriques à une distance D (fig. 126) de l'objectif de la lunette et on compte sur la mire le nombre l de divisions, vues à travers la lunette, entre les bords du champ visuel (d'après le diamètre de l'objectif). L'axe de la lunette doit être approximativement horizontal et la distance D de 20 m au minimum. Il en résulte :

$$\frac{l}{D} = \frac{\alpha'}{3438'},$$

d'où

$$\alpha' = \frac{l}{D} 3438'.$$

Soit $D = 25$ m, $l = 72$ cm ; on a :

$$\alpha = \frac{0,72}{25} 3438' \approx 1°, 5.$$

§ 70. NIVELLE

La nivelle sert à réaliser l'horizontalité ou la verticalité des axes et des surfaces de l'instrument géodésique.

Les instruments de précision sont munis de nivelles afin de mesurer de très petits angles (de l'ordre de quelques secondes) d'inclinaison des axes et des surfaces de l'instrument par rapport à l'horizon ou à la verticale. D'après leur conception les nivelles sont cylindriques ou sphériques.

La nivelle cylindrique (fig. 127) est un tube en verre (la fiole) dont la surface intérieure a dans sa coupe longitudinale la forme de l'arc AB d'un cercle de rayon déterminé (fig. 128) qui, selon la destination de la nivelle, est de 3,5 à 200 m. Le tube est rempli incomplètement d'éther sulfurique ou d'alcool de vin. La petite portion qui reste occupée par les gaz constitue la bulle. La fiole est enchâssée dans une garniture métallique fixée à l'instrument (fig. 127).

La surface extérieure de la fiole est graduée tous les 2 mm. Le trait central S de l'échelle (fig. 128) est appelé le point zéro de la nivelle (ou point central).

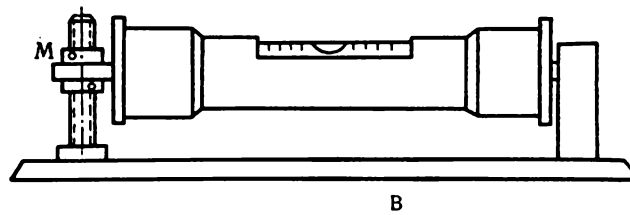


Fig. 127

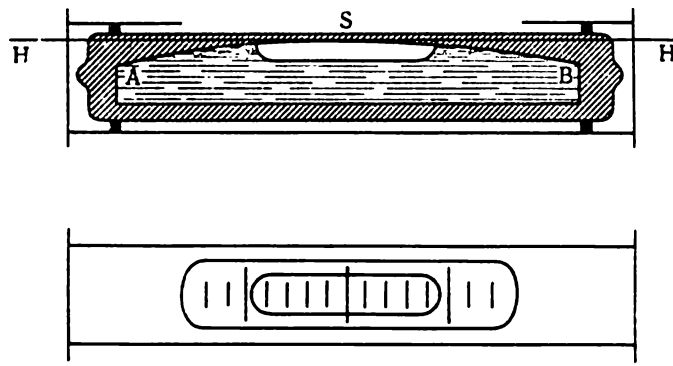


Fig. 128

La position de la bulle de la nivelle est déterminée par ses extrémités par rapport aux graduations, il arrive souvent que celles-ci ne sont pas portées au centre de la fiole, le point zéro étant imaginaire. Les graduations sont gravées, symétriquement à sa droite et à sa gauche par rapport à ce point zéro. La tangente HH_1 à l'arc AB de la surface intérieure de la fiole au point S, correspondant au point zéro, s'appelle la directrice de la nivelle. Afin de régler la nivelle dans une position déterminée, on agit sur la vis calante M, qu'on peut voir sur la fig. 127. A l'aide de cette vis on peut donner à la nivelle une petite inclinaison par rapport au plan B.

L'utilisation de la nivelle est basée sur la propriété de la bulle d'occuper la position supérieure dans la fiole. D'après la position du centre de la bulle par rapport au point zéro, on peut trouver la verticale du centre de la fiole par rapport à l'horizon.

Si la bulle est placée de façon que les extrémités de la bulle se trouvent à une même distance du point zéro, la directrice de la nivelle est horizontale. En effet, soit O le centre de l'arc AB de la fiole (fig. 129). La tangente HH_1, menée au point S de cet arc, représentera la directrice. Le centre π de la bulle, occupant la position supérieure, coïncidera avec la verticale OS. Mais la tangente HH_1 (fig. 129) est perpendiculaire au rayon vertical $O\pi$, mené au point de tangence ; par conséquent, elle est horizontale ; et inversement, si la directrice est horizontale, la bulle se trouve au centre de la fiole.

Soit l'axe de la nivelle H_3H_4 (fig. 130) inclinée vers l'horizon H_1H_2 sous un angle α. Le centre π de la bulle reste dans ce cas à l'extrémité du rayon vertical $O\pi$, et le point S s'écartera du centre de la bulle d'un arc quelconque πS, la tangente étant perpendicu-

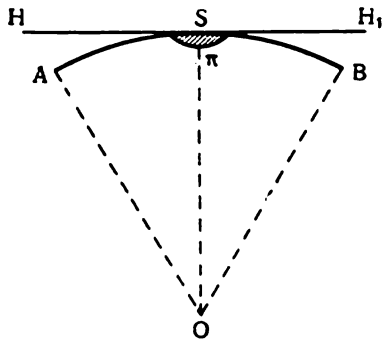


Fig. 129

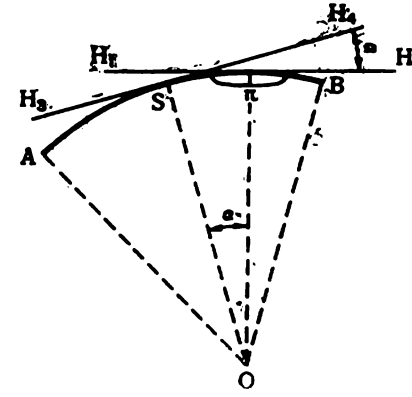


Fig. 130

laire au rayon OS mené au point de tangence S de telle manière que $H_3H_4 \perp OS$. D'où on conclut que l'angle α d'inclinaison de l'axe H_3H_4 de la nivelle vers l'horizon H_1H_2 est égal à l'angle $SO\pi$ (angles à côtés perpendiculaires). Mais la mesure de l'angle au centre $SO\pi$ est l'arc $S\pi$.

Supposons qu'il comprenne n graduations de la fiole. Si μ est l'angle au centre, correspondant à un trait, on aura :

$$\alpha = n\mu.$$

L'angle μ, correspondant à une graduation de la fiole, est appelé valeur d'une graduation de la nivelle. Evidemment ce serait l'angle, auquel dévie la directrice, si la bulle se déplace à une graduation. La valeur de la graduation est différente dans différentes nivelles : elle varie de 1″ jusqu'à 5″. Connaissant cette valeur, il est facile d'obtenir l'angle d'inclinaison de la directrice vers l'horizon. Ainsi, par exemple, si $\mu = 30''$ et $n = 2$, l'angle d'inclinaison de la directrice vers l'horizon sera égal à :

$$\alpha = 2 \cdot 30'' = 60'' \text{ ou } 1'.$$

La valeur de la graduation dépend du rayon de l'arc de la surface intérieure de la fiole ainsi que de la longueur linéaire d'une graduation. Plus le rayon est grand à une même longueur linéaire de la graduation, plus est petite la valeur de cette graduation et plus sont petites les inclinaisons qu'il peut mesurer. Elle sert à mesurer la sensibilité de la nivelle. La sensibilité ou la capacité de sa bulle d'occuper rapidement et précisément la position supérieure dans la fiole dépend aussi d'autres conditions : de la qualité du polissage de la surface intérieure de la fiole, de la qualité du liquide versé dans la fiole, de la température et du frottement du liquide contre la paroi de cette fiole. Si le tube est chauffé irrégulièrement (par suite du contact de la main, du souffle de l'homme, des rayons solaires, etc.), la sensibilité de la nivelle varie. C'est pourquoi les nivelles sensibles sont généralement protégées par un isolant contre les influences extérieures ; parfois la fiole est mise dans une double garniture. La sensibilité de la nivelle doit correspondre à sa destination. Avec une nivelle beaucoup plus sensible, on peut amener plus précisément la surface ou l'axe de l'instrument dans la position horizontale ou verticale ; cependant, plus la nivelle est sensible, plus il est difficile de la régler. C'est pourquoi dans les instruments géodésiques, n'exigeant pas de haute précision de réglage, les nivelles de haute sensibilité ne sont pas utilisées.

Certains instruments géodésiques sont équipés de nivelles sphériques qui sont moins sensibles.

La nivelle sphérique est un récipient hermétiquement fermé par un couvercle en verre. La surface intérieure du récipient est polie et a la forme d'une calotte sphérique (fig. 131) ; ce récipient est rempli d'éther sulfurique ou d'alcool de vin. Sur la surface du boîtier est gravé un cercle dont le centre S représente le point zéro de la nivelle. Le rayon de la surface sphérique intérieure du couvercle, passant par le centre du cercle gravé, est appelé axe de la nivelle. Si la bulle est centrée au centre du cercle, l'axe est vertical. Les nivelles sphériques sont plus simples et plus commodes. Le récipient est généralement relié avec la plaque de butée par trois vis calantes qui forment un triangle équilatéral. Parfois les nivelles sphériques n'ont pas de vis calantes et leur réglage se fait alors à l'usine.

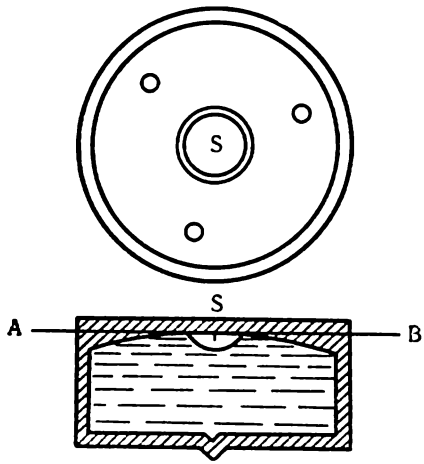


Fig. 131

Les nivelles sphériques sont utilisées là, où l'on n'exige pas de haute précision d'installation de l'instrument, ainsi que le réglage préliminaire de son axe.

Nivelles à fiole réversible et nivelles à chambre de compensation. Parfois, la nivelle des instruments géodésiques a dans sa coupe la forme représentée sur la fig. 132. C'est la nivelle à fiole réversible. Elle est constituée par un tube rodé sur deux faces opposées, les points zéro S_1 et S_2 étant gravés de façon que les deux axes de la nivelle H_1H_1 et H_2H_2 soient parallèles entre eux. La nivelle à fiole réversible permet d'observer la position de la bulle, quand on tourne la nivelle sur 180° par rapport à son axe.

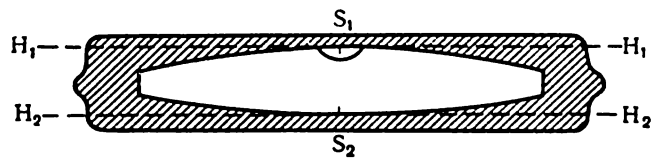


Fig. 132

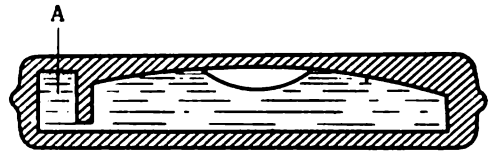


Fig. 133

Pour régler la longueur de la bulle, qui dépend de la température, on utilise parfois des nivelles à chambre de compensation *A* (fig. 133). La construction de la chambre de compensation est telle, qu'à une dilatation du liquide se trouvant dans le tube, l'excès de liquide peut être versé dans la chambre ; dans ce but il faut abaisser l'extrémité de la nivelle. Au contraire, s'il y a compression, il faut relever cette même extrémité de la nivelle : une partie du liquide s'écoulera de la chambre dans le tube et la longueur de la bulle diminuera.

Nivelles à prismes réflecteurs (ou à coïncidence de bulle). Dans certains instruments perfectionnés les nivelles sont munies d'un dispositif à demi-images permettant l'observation de la bulle sans quitter l'oculaire de la lunette. Le calage de la bulle sur le point zéro est basé sur le principe de coïncidence des extrémités opposées de la bulle observées dans le prisme qui fait corps de la nivelle. Quand la directrice de la nivelle est inclinée, les déplacements des deux demi-images se font en sens inverses, et le calage de la bulle consiste à amener les deux demi-images en coïncidence (fig. 134). L'expérience nous fournit que la valeur moyenne avec le dispositif à demi-images est presque deux fois plus précise que l'appréciation faite à l'estime des dixièmes de graduation d'une nivelle.

Fig. 134

§ 71. LIMBE VERTICAL

La mesure des angles verticaux s'effectue à l'aide du limbe vertical *1* (fig. 135) fixé sur l'axe de rotation de la lunette et tournant ensemble avec elle par rapport à l'alidade fixe *2*, portant

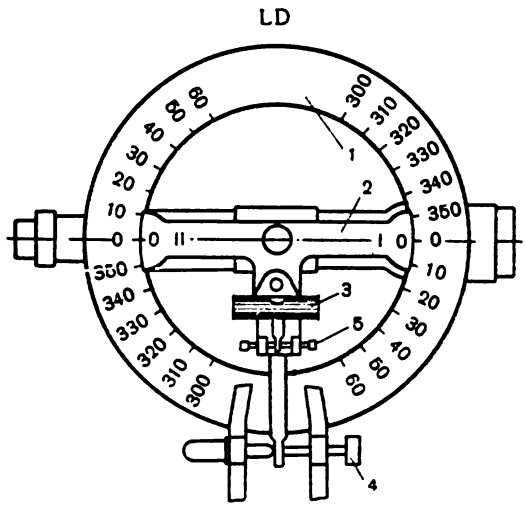


Fig. 135

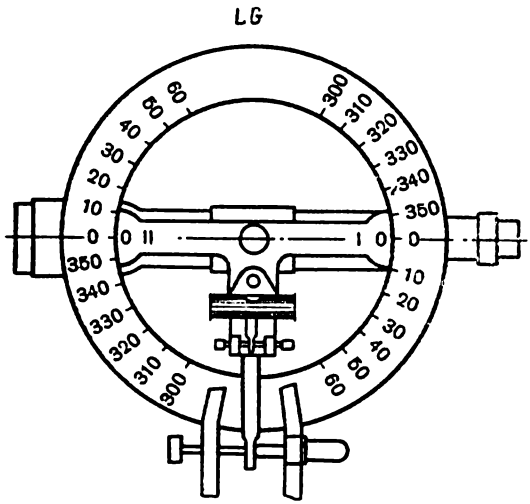


Fig. 136

les verniers *I*, *II* et la nivelle *3*. Quand on fait le pointé, ce dernier sert à assurer, à l'aide d'une vis micrométrique *4*, la même position par rapport à l'horizon de la ligne de foi des verniers. Dans ce but, chaque fois avant d'effectuer la lecture aux verniers, on place la bulle de la nivelle *3* au centre du tube en agissant sur la vis micrométrique *4*.

La mesure de l'angle vertical à un système de graduation du limbe vertical de 0° à 60° et de 300° à 360°.

La graduation des limbes verticaux peut être portée de façon différente. Examinons le système d'inscription suivant.

Sur les fig. 135 et 136 dans les deux sens à partir de la ligne de foi du limbe sont rapportés des arcs de 60°. A partir de chaque index dans le sens des aiguilles d'une montre sont portées les inscriptions 0, 10, 20, 30, ..., 60, et dans le sens inverse des aiguilles d'une montre les inscriptions 0,350, 340, ..., 300. Les traits diamétralement opposés du limbe portant les mêmes chiffres, les lectures aux deux verniers doivent être identiques.

Sur la fig. 135 la lunette de l'instrument est disposée de telle manière que le limbe vertical se trouve à sa droite (si on regarde dans l'oculaire) ; une telle disposition du limbe est appelée « lecture

droite » (LD). Sur la fig. 136 la lunette est tournée autour de son axe de rotation sur 180°, et le limbe vertical est disposé à gauche (si on regarde dans l'oculaire). Une telle position est appelée « lecture gauche » (LG).

Convenons d'ajouter 360° aux petites lectures (0°—60°), c'est-à-dire d'effectuer le compte des graduations au limbe à partir de 300° dans le sens des aiguilles d'une montre dans l'ordre croissant : 300°, 310°, 320°, ..., 360°, 370°, 380°, etc.

La lecture effectuée au limbe vertical, quand la ligne de visée est horizontale et la bulle de la nivelle de l'alidade se trouve au centre de la fiole, est appelée point zéro (PZ) du limbe vertical.

Si la ligne de foi des verniers est horizontale et la direction, parallèle à la ligne de visée, passe par la ligne de foi du limbe, le point zéro du limbe vertical sera dans ce cas égal à 360°. Si la ligne de foi des verniers n'est pas horizontale et la ligne de visée forme avec la ligne de foi un angle quelconque, le point zéro s'écartera du trait de 360° à une certaine grandeur dépendant de cet écart. Il est très important que cette grandeur et, par conséquent, le point zéro restent constants au cours du travail. Il en résulte que le limbe vertical doit être rigidement fixé au tube et la visée de l'objet s'effectue toujours à une position déterminée de l'alidade. Pour cela avant d'effectuer la lecture au limbe vertical on place la bulle de la nivelle de l'alidade au centre de la fiole.

L'instrument n'ayant en général aucun dispositif pour placer la ligne de visée dans la position horizontale, on ne peut lire directement le point zéro au limbe vertical, mais on peut le déterminer par doubles mesures d'un même angle aux deux positions du limbe vertical.

D'après la fig. 135, on voit qu'en élevant l'objectif de la lunette (l'angle d'inclinaison de la ligne de visée vers l'horizon accroît), ce sont les lectures droites qui augmentent, puisque les traits zéro des verniers commencent à approcher les traits au limbe à graduation croissante. Si la lecture au limbe vertical a été égale au PZ, la position de la ligne de visée étant horizontale, la valeur de l'angle augmente à une valeur α, la lunette ainsi que le limbe étant tournés à un angle α. La lecture droite sera :

$$LD = PZ + \alpha,$$

d'où

$$\alpha = LD - PZ. \qquad (a)$$

La lecture gauche (fig. 136) nous fournit, au contraire, qu'avec l'accroissement de l'angle d'inclinaison de la ligne de visée les lectures au limbe vertical décroissent et, quand la ligne de visée forme avec l'horizon le même angle α, elle sera :

$$LG = PZ - \alpha,$$

d'où

$$\alpha = PZ - LG. \qquad (b)$$

Il n'est pas difficile de s'assurer que les formules (a) et (b) sont aussi justes pour un angle qui décroît. Si l'angle α calculé d'après ces formules reçoit le signe +, il en résulte qu'on a mesuré l'angle d'accroissement ; le signe — correspondra à l'angle de décroissement. Par conséquent, les formules (a) et (b) déterminent l'angle vertical d'après la grandeur et d'après le signe. Lors de la visée sur un même objet et à une position fixe de la ligne de foi des verniers par rapport à l'horizon, les grandeurs α et PZ dans les formules (a) et (b) doivent avoir la même valeur dans l'une et dans l'autre formule.

Considérant les deux formules comme deux équations à deux inconnues PZ et α, on trouve :

$$PZ = \frac{LD+LG}{2} \qquad (c)$$

et

$$\alpha = \frac{LD+LG}{2}. \qquad (d)$$

Employant les formules (a), (b), (c), (d) il faut se rappeler que nous nous sommes convenus d'ajouter 360° aux petites lectures (0—60°). Soit, par exemple, LD=357°29′ et LG=2°01′ (362°01′). D'après la formule (c), on a :

$$PZ = \frac{LD+LG}{2} = \frac{357°29'+362°01'}{2} = 359°45'.$$
$$\alpha = LD - PZ = 357°29' - 359°45' = -2°16';$$
$$\alpha = PZ - LG = 359°45' - 362°01' = -2°16';$$
$$\alpha = \frac{LD-LG}{2} = \frac{357°29'-362°01'}{2} = -2°16'.$$

Les calculs seront simplifiés si au lieu d'augmenter la petite lecture de 360° on soustrait 360° de la grande lecture. Dans ce cas, on aura :

$$LD = 357°29' (-2°31') \text{ et } LG = 2°01';$$
$$PZ = \frac{LD+LG}{2} = \frac{-2°31'+2°01'}{2} = -0°15' (359°45');$$
$$\alpha = LD - PZ = -2°31' - (-0°15') = -2°16';$$
$$\alpha = PZ - LG = -0°15' - 2°01' = -2°16';$$
$$\alpha = \frac{LD-LG}{2} = \frac{-2°31'-2°01'}{2} = -2°16'.$$

Si le point zéro est inconnu, on peut déterminer l'angle vertical d'après la formule (d) ; dans ce but, il faut le mesurer dans les deux positions du limbe vertical.

Si le point zéro est déterminé d'après la formule (c), l'angle vertical peut être calculé seulement d'après une position quelconque du limbe : d'après la formule (a) à la lecture droite ou d'après la formule (b) à la lecture gauche.

Le système examiné de l'inscription des graduations du limbe vertical est commode puisqu'en plaçant le point zéro sur 0°, la petite lecture (0°—60°) exprimera directement la grandeur de l'angle mesuré, la grande lecture (300°—360°) donnant ce même angle comme complément de la lecture jusqu'à 360°. En ce qui concerne le signe de l'angle, on peut le déterminer d'après la grandeur de la lecture : si la lecture gauche est grande, on a l'angle qui accoît ; si la lecture gauche est petite, on a un angle qui décroît. Dans le cas de la lecture droite, ce sera le contraire.

La nivelle de l'alidade du limbe vertical a des vis calantes 5 (fig. 135) permettant de déplacer le point zéro et de le faire égal ou proche de 0°.

La mesure de l'angle vertical à un système de graduations du limbe vertical de 0° à 360°.

LD

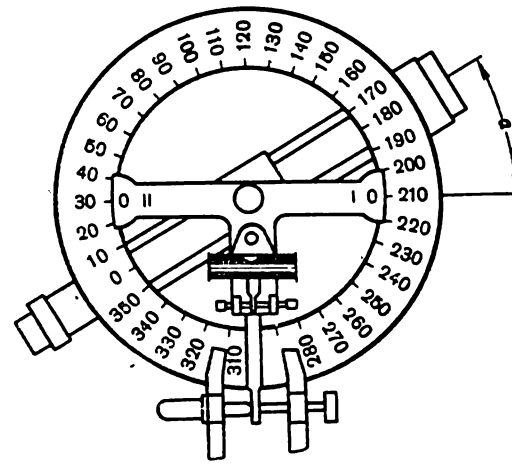


Fig. 137

LG

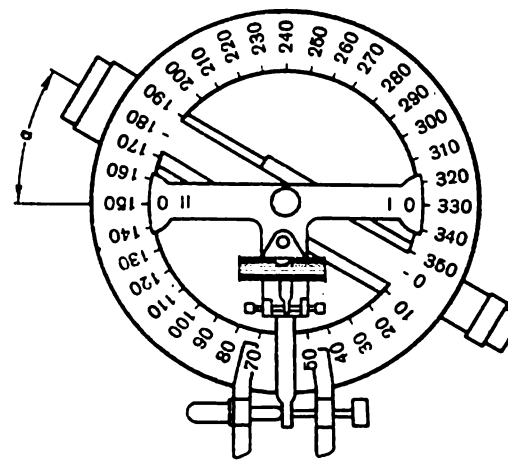


Fig. 138

Certains instruments ont un limbe vertical gradué de 0° à 360° dans le sens des aiguilles d'une montre : 0°, 10°, 20°, ..., 90°, 180°, 270°, 350° (fig. 137 et 138).

Si on convient de faire les lectures du nombre de degrés sur un tel cercle seulement au vernier le plus proche de l'oculaire (vers 0° du limbe vertical), et du nombre de minutes et de secondes, comme d'habitude, aux deux verniers, les formules et les règles indiquées ci-dessus sont aussi appliquées pour le limbe donné, les graduations, disposées dans les deux sens à partir de 0° étant identiques pour les deux limbes.

§ 72. MESURES DES ANGLES VERTICAUX

Ayant desserré les vis calantes *13* de la lunette (fig. 100) et de l'alidade *12*, il faut pointer la lunette sur le point observé et serrer les vis *12* et *13*, après quoi, manipulant les vis de calage de l'alidade *15* et de la lunette *16*, on fait exactement coïncider le point d'intersection des traits du réticule avec l'image du point donné. Agissant sur la vis micrométrique *4* (fig. 135) de l'alidade du limbe vertical, on amène la bulle de la nivelle *3* au centre de la fiole et on prend les lectures aux verniers ; si, par exemple, la précision des verniers est égale à 1′, les degrés et les minutes sont comptés sur l'un des verniers, et les minutes sur l'autre. Les deux lectures sont notées dans le carnet et on déduit leur moyenne arithmétique. Ensuite on retourne la lunette à 180°, et on répète les mêmes opérations.

Pour contrôler les mesures, on utilise la permanence de la position du point zéro, dont les oscillations accidentelles ne doivent pas dépasser les limites de la double précision du vernier. Ces oscillations sont provoquées par le placement inexact de la bulle au centre de la fiole, le pointage imprécis sur l'objet, l'erreur due à la lecture, etc... Les oscillations inadmissibles du point zéro, si elles ne sont pas provoquées par de graves erreurs de réglage de la nivelle, du pointage ou des lectures, peuvent être le résultat d'une fixation insuffisante de la nivelle avec l'alidade du limbe vertical ou d'une mauvaise fixation de ce limbe vertical avec le pivot de rotation de la lunette ou bien, enfin, du décentrage du réticule. Avant d'effectuer les mesures, on doit prêter une grande attention à toutes ces circonstances.

§ 73. VÉRIFICATION DU LIMBE VERTICAL

La condition à laquelle doit satisfaire le limbe vertical consiste en ce que la lecture au vernier à une position horizontale de l'axe de visée (la bulle étant aussi au centre de la fiole) soit égale à

zéro. Cette condition peut être formulée de façon suivante : *le point zéro du limbe vertical doit être égal à zéro.* Pour vérifier cette condition, avant de procéder aux opérations, on détermine plusieurs fois le point zéro en effectuant les mesures de différents angles verticaux à deux positions du limbe vertical. Si la valeur moyenne du point zéro est proche de 360° ou de 0° et ne complique pas les calculs, on peut le laisser. Dans le cas contraire, on doit changer le point zéro en le faisant égal ou presque égal à 0°. Dans l'exemple examiné (§ 71) nous avons obtenu le PZ=359°45′. C'est la lecture à laquelle l'axe de visée de la lunette est horizontal. Agissant sur la vis de calage de la lunette, on l'installe de façon que la lecture au vernier soit égale à : PZ=359°45′. Opérant ainsi, on amène l'axe de visée de la lunette dans la position horizontale. Maintenant il faut corriger la position de l'alidade du limbe vertical de façon qu'à une position horizontale de l'axe de visée la lecture au vernier soit égale à 0° et l'axe de la nivelle soit horizontal (la bulle est au centre de la fiole).

Agissant sur la vis micrométrique de l'alidade du limbe vertical, on fait coïncider les zéros du vernier et du limbe vertical, après quoi on agit sur la vis calante de la nivelle, en plaçant la bulle au centre de la fiole. Ces opérations effectuées, il faut encore déterminer le point zéro qui, à présent, doit être égal ou presque égal à 0°. On peut amener le PZ à 0° d'une autre manière. Soit, par exemple, LD=357°29′ et LG=2°01 ; et d'après les formules (d) et (c) $\alpha = -2°16'$ et le PZ=359°45′. Si le PZ était égal à 0°, la lecture gauche serait non pas 2°01′, mais 2°16′. C'est pourquoi, ne changeant pas la position de l'axe de visée dirigé sur le point donné à la lecture gauche, on agit sur la vis micrométrique de l'alidade jusqu'à ce qu'on obtienne la lecture 2°16′ au lieu de 2°01′, après quoi à l'aide de la vis calante on place la bulle de la nivelle au centre de la fiole. On peut effectuer la correction à la lecture droite, qui sera alors 360°−2°16′=357°44′ au lieu de 357°29′.

§ 74. THEODOLITES

L'instrument géodésique de mesure des angles est le théodolite. Le théodolite réitérateur est le type le plus répandu au génie civil. La possibilité de rotation du limbe dans un théodolite réitérateur permet de répéter la mesure d'un même angle horizontal sur de différentes parties du limbe, assurant ainsi un contrôle beaucoup plus effectif des mesures et augmentant la précision du résultat final. Si le théodolite réitérateur est équipé d'un limbe vertical muni d'une nivelle de l'alidade, d'un télémètre et d'une boussole, un tel théodolite réitérateur est appelé tachéomètre. En employant un tachéomètre on peut effectuer simultanément les levés horizontal et vertical.

Théodolites réitérateurs TT-50 et TT-5

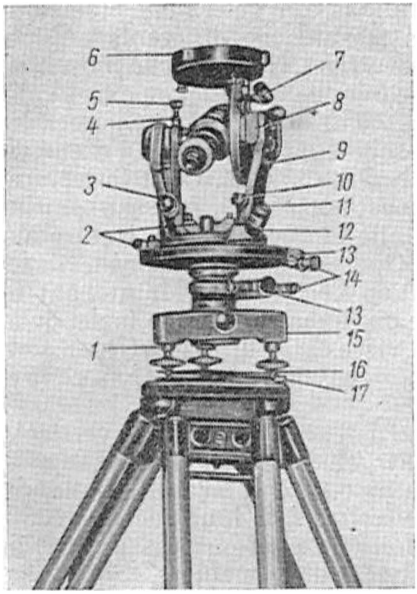


Fig. 139

Le théodolite TT-50 (fig. 139) est un tachéomètre de précision de 30″. La fig. 140 représente la vue générale du nouveau théodolite TT-5, de 30″, qui en apparence diffère peu du premier.

Le nouveau théodolite a un plus petit encombrement et il est plus léger par rapport au théodolite TT-50. Le poids a été diminué grâce à l'emploi d'alliages d'aluminium légers au lieu du laiton, utilisé auparavant. Le grossissement et le champ visuel de la lunette des deux théodolites sont presque identiques. On peut le voir d'après la table 9.

Les principales particularités des deux théodolites les distinguant des autres sont : a) la fixation de l'instrument sur le support-trépied se fait au moyen de trois vis de réglage : b) présence d'une boussole amovible montée sur la tête de vis de l'étui du limbe vertical du théodolite TT-50, ou fixée sur les pattes de la lunette du théodolite TT-5 ; c) support à pieds escamotables ; d) dispositif de fixation du théodolite sur le trépied.

La fixation de l'instrument sur le support permet, s'il y a un appareillage nécessaire, de centrer le théodolite avec beaucoup plus grande précision au cours de sa mise en station ainsi qu'augmen-

Table 9

	TT-50	TT-5
Diamètre du limbe horizontal	130 mm	100 mm
Diamètre du limbe vertical	80 mm	72 mm
Poids	5,2 kg	3,3 kg
Grossissement de la lunette	25,3	25,2
Champ visuel de la lunette	1°10′	1°25′
Division des limbes vertical et horizontal	20′	10′
Division de la nivelle du limbe horizontal	40—60″	35—55″
Division de la nivelle du limbe vertical	20—40″	25—35″

ter la précision des signaux aux points observés ; le support à pieds escamotables facilite l'installation du théodolite et permet de l'appliquer lors des travaux des mines et dans les montagnes. Le dispositif de fixation du théodolite sur le support diffère du type courant par le plateau supérieur du support qui joue le rôle du ressort serrant l'instrument contre le support. Le plateau supérieur agissant sur les pointes des vis calantes qui s'appuient contre le second plateau, applique, quand on visse la vis de serrage, l'instrument sur le support. Un tel dispositif permet d'enlever du filetage des vis calantes, la contrainte naissante à la fixation classique au moyen d'une vis à ressort. Le théodolite est fixé sur le trépied dans la base du dernier à l'aide d'une vis *15* (fig. 139 et 140). La vis *15* desserrée, on peut communiquer une rotation au théodolite par rapport à son support ; si on dévisse la vis *15*, le théodolite peut être démonté du trépied. La partie inférieure du théodolite se termine par deux plateaux *17*, dans lesquels est pratiqué un trou *16* taraudé ; une vis de serrage se vissant dans ce trou fixe le théodolite sur le trépied. Chaque vis calante peut être réglée par l'écrou *1*.

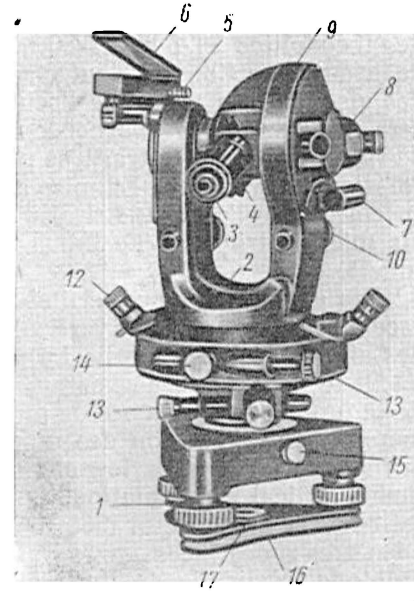


Fig. 140

Le limbe et l'alidade du théodolite sont couverts de façon rigide par un étui métallique dans lequel sont pratiqués des orifices destinés à la lecture des verniers à une précision de 30″. Les verniers sont pourvus des illuminateurs et de loupes *12*. Dans le cas du théodolite TT-5 on emploie les verniers raccourcis à 10 minutes et les loupes fixes permettant de prendre rapidement les lectures. Le limbe et l'alidade ont des vis de serrage *14* et des vis micrométriques *13*. Pour placer l'axe de rotation de l'instrument dans la position verticale, l'alidade du limbe horizontal est munie de deux nivelles cylindriques *2* dont les axes sont disposés sous angle droit (théodolite TT-50). Le théodolite TT-5 n'est équipé que d'une nivelle cylindrique *2*. Les nivelles ont des vis calantes.

La lunette du théodolite TT-50 est retournée à 180° seulement par l'oculaire, et celle du théodolite TT-5 par l'oculaire et l'objectif.

La rotation de la lunette du théodolite TT-50 sur l'axe horizontal est limitée par la butée *11*. Les pattes ou coussinets de la lunette des théodolites TT-5 et TT-50 n'ont pas de vis calantes. Sous l'anneau de protection qui peut être dévissé de la lunette, se trouvent des vis fixant la partie de l'oculaire à la lunette. Après avoir desserré les vis, on peut tourner le réticule autour de l'axe de la lunette de façon que l'un des traits se place perpendiculairement à l'axe de rotation de la lunette. La mise au point se fait au moyen du bouton spécial ou de l'anneau *4*. La lunette a une vis de serrage *5* et une vis micrométrique *3*. Le limbe vertical *9* est fixé rigidement à la lunette.

Les graduations sur le limbe vertical sont inscrites sur la surface extérieure. Le limbe vertical est gradué de 0 à 360° dans le sens des aiguilles d'une montre. La précision des verniers est de 30″. Si on lit le nombre de degrés au vernier le plus proche de l'oculaire de la lunette et le nombre de minutes et de secondes, aux deux verniers, la détermination des angles au moyen de ce limbe peut se faire avec les mêmes formules et règles, comme dans le cas du limbe vertical à graduations 0°—60°, 300°—360°. Le limbe vertical est couvert par un étui métallique dans lequel sont pratiquées des « fenêtres » destinées aux verniers *8*. L'étui est fixé rigidement à l'alidade. L'alidade du limbe vertical est pourvue d'une nivelle *7* et d'une vis micrométrique *10* permettant de placer la bulle au centre de la fiole avant d'effectuer les lectures. La nivelle de l'alidade de ces deux théodolites a des vis calantes.

Sous le corps de la boussole amovible *6* du théodolite TT-50 se trouve un support dans lequel se trouvent deux paires de vis calantes destinées au réglage de la position de la boussole par rapport au théodolite. La position de la boussole du théodolite TT-5 est réglée par les vis fixant la boussole avec son support. L'instrument est centré à l'aide d'un fil à plomb ayant à l'une de ses extrémités une tige métallique à œillet que l'on pend à un crochet se trouvant sur le support de l'instrument.

Avant d'être finalement fixé le théodolite, installé sur son support, peut se déplacer un peu sur la tête du trépied, ce qui facilite le centrage de l'instrument.

Le tachéomètre de précision ТТП utilisé aux travaux publics

C'est un théodolite d'une précision de 30″ ne différant presque pas du théodolite TT-5. Il peut être utilisé à la construction de divers bâtiments et immeubles. Afin de pouvoir projecter à de grands degrés d'inclinaison de la ligne de visée jusqu'aux 75° (fig. 141) l'instrument est pourvu d'un oculaire complémentaire et d'une nivelle à pattes. La précision de la nivelle est de l'ordre de 12 à 17″. Ces accessoires sont indispensables afin d'effectuer exacte-

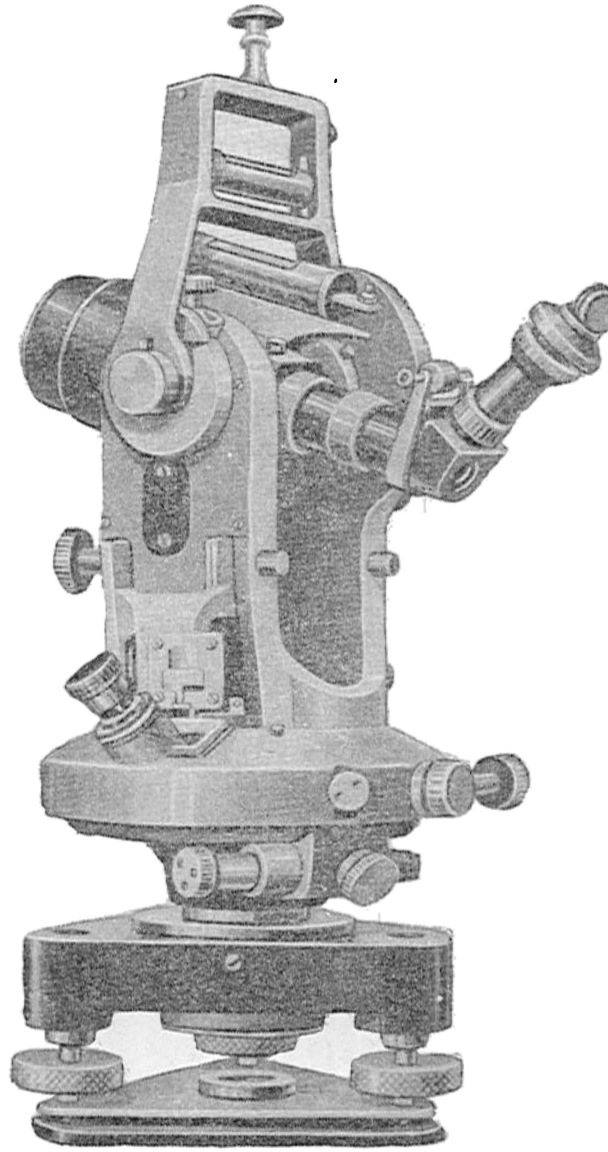


Fig. 141

ment le réglage de position de travail des axes de l'instrument, ce qui est très important à la projection des axes de hautes constructions, tenant compte que la lunette munie d'une nivelle d'une précision de 20″ permet d'exécuter le nivellement géométrique.

Théodolite TN (théodolite-niveau)

Il a les mêmes caractéristiques que le théodolite TT-5. Seulement sa lunette est pourvue d'une nivelle à 20″ de précision et d'un dispositif permettant de la fixer rigidement au cours d'un nivellement géométrique.

Théodolite portatif TM-1

Le théodolite portatif (fig. 142) nous rappelle les TT-50 et TT-5. C'est un théodolite réitérateur dont les principales particularités sont les suivantes :

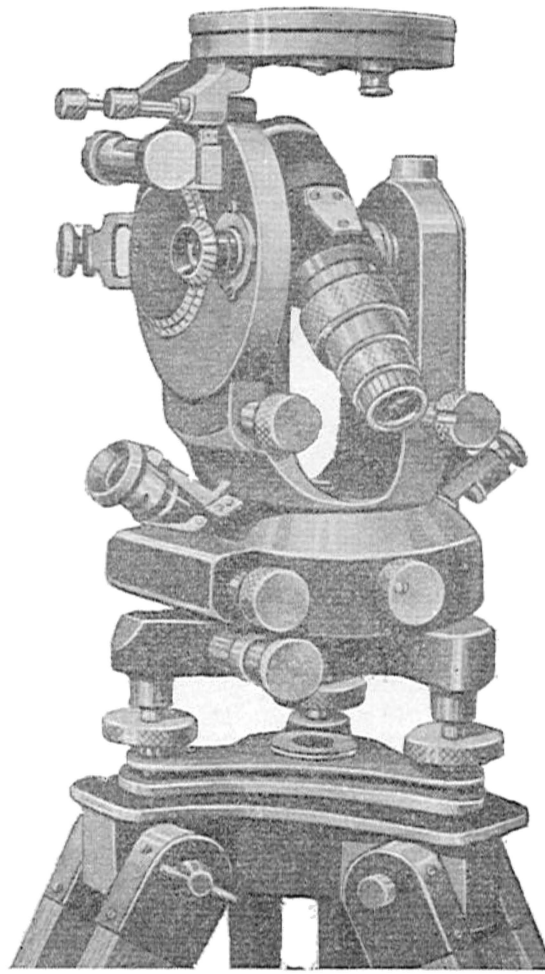


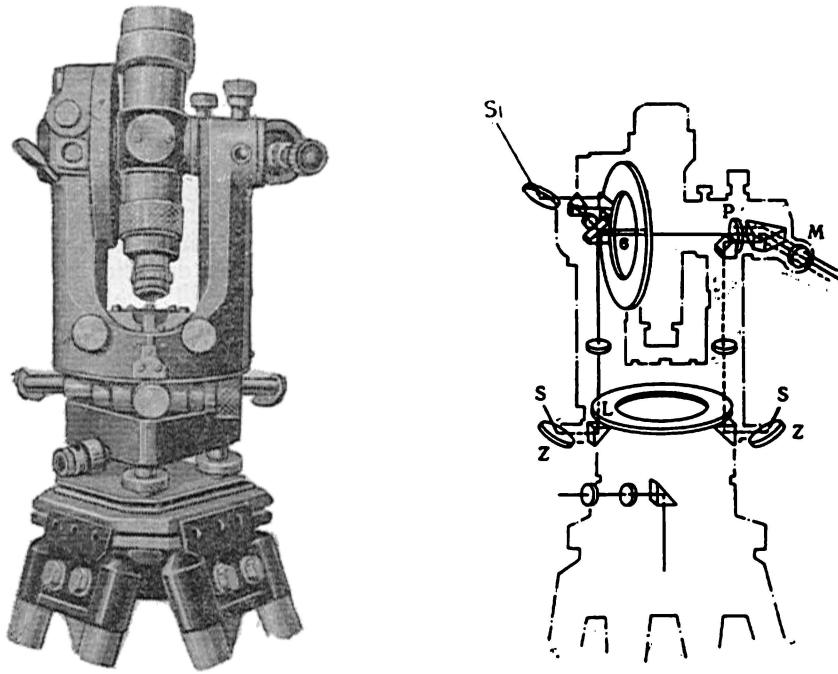
Fig. 142

— précision des verniers de limbes . . . . . 1′
— poids . . . . . 2,2 kg
— diamètre du limbe horizontal . . . . . 80 mm
— diamètre du limbe vertical . . . . . 60 mm
— grossissement de la lunette à réglage interne . 18
— champ visuel de la lunette . . . . . 2°

Afin de placer l'axe de rotation de l'instrument à la position verticale, le théodolite est muni d'une seule nivelle cylindrique. La boussole amovible est fixée au-dessus du limbe vertical sur le support de la lunette. Le support à trois vis calantes est rigidement fixé au théodolite. Le support est à pieds escamotables. Le dispositif de fixation du théodolite au trépied est le même qu'aux instruments TT-50 et TT-5. Les pattes de la lunette sont dépourvues de vis calantes.

Théodolites optiques

Les théodolites optiques, ayant des dimensions et un poids relativement petits, assurent une haute précision de mesures angulaires ; ils sont compliqués d'après leur conception, mais très simples au fonctionnement. La graduation est portée sur les deux cercles en verre, ayant la forme d'anneaux (fig. 143). A l'aide d'un sys-



A B

Fig. 143

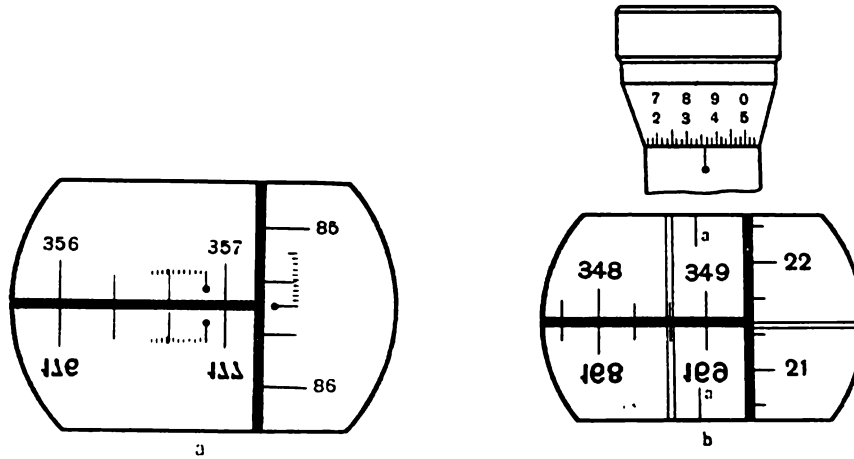


Fig. 144

tème optique particulier les images des graduations sont transmises dans un microscope spécial *M* commun pour les deux limbes. L'oculaire de ce microscope se trouve près de celui de la lunette.

Comme l'on voit d'après la fig. 143 les rayons lumineux *S*, s'étant réfléchis des miroirs *Z* et passant à travers les prismes, éclairent les deux parties opposées du limbe gradué *L*. Les images des graduations du limbe se répètent au moyen de lentilles et de prismes sur la plaque de verre *P*, vues dans l'oculaire du microscope *M*. Dans ce microscope on voit aussi les graduations du cercle vertical, éclairé par le faisceau lumineux S_1. En résultat, on obtient dans le champ visuel du microscope une image, représentée sur la fig. 144, *a*. On voit que, d'après ce dessin, la division des limbes horizontal et vertical est égale à 20′. Les échelles du microscope sont destinées à compter ces divisions, la division de l'échelle étant de 2′. Evaluant les dixièmes d'une division de l'échelle à l'estime, on peut faire au microscope à échelle une lecture d'une précision de 0′,2. Les degrés et les dizaines de minutes sont lus sur la partie du limbe horizontal portant les chiffres non renversés dans le cas de la fig. 144, *a*, on lira en face du trait (prolongé) zéro de l'échelle 356°40′ au limbe horizontal et 85°20′ au limbe vertical. Ayant compté le nombre de graduations, et leurs fractions aux échelles à partir du trait zéro jusqu'au petit trait le plus proche du limbe, on obtient :

au limbe horizontal :
1re lecture 356°40′ + un appoint 6,7 div. échelle (à une partie du limbe)
2e lecture 356°40′ + un appoint 6,6 div. échelle (à la partie opposée du limbe)

356°40′+13′,3 (c'est-à-dire 6,65×2′) = 356°53′,3 au limbe vertical :
85°20′ + un appoint 4,7×2′ = 85°29′,4 (seulement à une partie du limbe)

La précision de mesure de l'angle avec un tel théodolite est exprimée par l'erreur moyenne quadratique égale à $\pm 9''$. Dans les théodolites optiques ayant des dispositifs de lecture de conception plus compliquée, on peut obtenir une plus haute précision de mesure de l'angle. Dans les théodolites classiques les lectures sont effectuées à deux verniers ou à deux microscopes pour chaque limbe séparément. Les théodolites optiques permettent de faire toutes les lectures dans le champ visuel d'un microscope. Par ce fait les théodolites optiques diffèrent avantageusement des autres types de théodolites.

Si dans le but d'effectuer les lectures, au lieu de l'échelle divisée, on ne laisse que sur la plaque en verre *P* les index et on place dans le plan de cette plaque une paire de traits parallèles mobile, déplaçant au moyen d'un tambour gradué, on obtient un micromètre, permettant d'élever un peu la précision des lectures. Dans ce cas, on verra dans le champ visuel du microscope l'image représentée sur la fig. 144, *b*. On voit que la division des limbes horizontal et vertical est égale à $20'$. La lecture de ces divisions se fait à l'aide du tambour du micromètre. Un tour complet du tambour est calculé pour un déplacement du bissecteur des traits à une graduation du limbe ; le tambour porte 60 graduations, par conséquent une division du tambour est égale à $\frac{20'}{60} = 20''$. Evaluant les dixièmes du tambour à l'estime, on peut faire au tambour une lecture d'une précision de $2''$.

Les nombres portés sur le tambour sont réduits de deux fois (par exemple, au lieu de 6 il est écrit 3) ; c'est pourquoi il faut doubler les lectures faites au tambour ou prendre la somme de deux lectures. Sur le tambour sont portés deux rangs de chiffres et fixés deux index : un noir et un rouge. Le noir est destiné à la lecture faite au tambour en première position de la lunette et le rouge, en seconde position. La lecture zéro au tambour correspond à la coïncidence du bissecteur avec l'index *a* (fig. 144, *b*). Si en tournant le tambour, on fait coïncider le bissecteur avec le petit trait le plus proche du limbe, la lecture au tambour exprimera la distance angulaire à partir de l'index *a* jusqu'au petit trait le plus proche du limbe.

La lecture au limbe horizontal se fait ainsi : les degrés et les dizaines de minutes sont lus, comme dans le cas précédent, sur la partie du limbe horizontal dont les chiffres sont représentés sous forme non renversée. On lira $348°40'$ au limbe horizontal avant l'index *a* (fig. 144, *b*) ; en tournant le tambour, on fait coïncider le bissecteur vertical avec le trait supérieur du limbe se trouvant à gauche de l'index *a*, et on fait la lecture au tambour (si l'index noir est dirigé vers l'observateur, on lit les chiffres noirs ; s'il est rouge, on lit les chiffres rouges) ; dans le cas de la fig. 144, *b* cette lecture

est égale à 3′35″ ; le bissecteur coïncidé avec le trait inférieur du limbe se trouvant à gauche de l'index *a*, on fait la deuxième lecture au tambour, par exemple, 3′20″ ; on additionne ces lectures :

348°40′
3′35″
3′20″
348°46′55″.

et on obtient la lecture définitive. Les chiffres du tambour étant divisés par 2, la somme trouvée représente la lecture définitive du limbe horizontal, libre de l'influence de l'excentricité.

La lecture au limbe vertical se fait ainsi : on fait coïncider le bissecteur vertical avec l'index *a* et au moyen du bissecteur horizontal, ainsi que de l'index, on lit les degrés et les dizaines de minutes : 21°20′ ; en tournant le tambour, on fait coïncider le bissecteur horizontal avec le petit trait inférieur du limbe vertical, et on fait la lecture au tambour, par exemple, 5′30″ ; répétant la coïncidence du bissecteur avec ce même trait, on fait la deuxième lecture au tambour, par exemple, 5′25″ ; on additionne ces lectures :

21°20′
5′30″
5′25″
21°30′55″

et on obtient la lecture définitive. L'erreur moyenne quadratique de l'angle mesuré par un théodolite optique ayant un tel dispositif de lecture est de ±3″ environ.

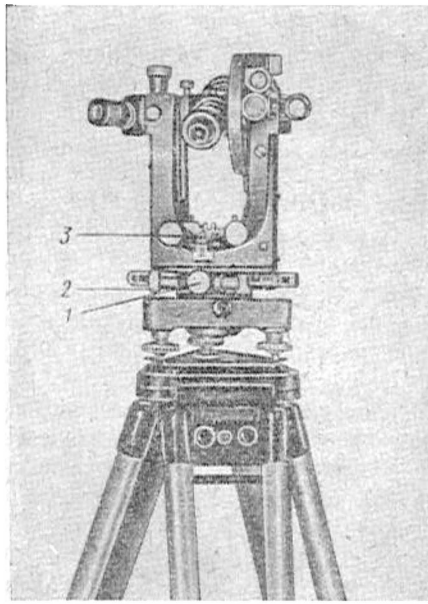


Fig. 145

Le théodolite optique OT-10 (fig. 145) de production soviétique est équipé aussi d'un tel dispositif de lecture. Ainsi que les théodolites TT-50 et TT-5, le théodolite optique OT-10 comprend l'instrument proprement dit et le support muni de trois vis calantes. Le support peut être démonté de l'instrument. C'est aussi un théodolite réitérateur ; le dispositif micrométrique servant en même

temps de dispositif de fixation permet d'effectuer la fixation du limbe, ainsi que de l'alidade avec les mêmes vis (vis de serrage *1* et vis calante *2*). En agissant sur le levier *3*, l'alidade s'abaisse, et à l'aide d'un cliquet le limbe et l'alidade se réunissent et tournent ensemble. Lorsque le levier est relevé, l'alidade se libère et peut tourner le limbe restant immobile. Le trépied et le dispositif de fixation du théodolite sur le trépied sont identiques à ceux des théodolites TT-50 et TT-5.

Théodolite optique à échelle (OTШ)

Dans la pratique courante, il est avantageux d'utiliser des théodolites ayant des microscopes à échelle. Dans le nouveau théodolite optique OTШ (fig. 146) la division du cadran du microscope est de *1′*. Les dixièmes de minutes sont évalués à l'estime. Le grossissement de la lunette est 27,5 et le champ visuel, 1°20′. Son poids est de 2,6 kg. La précision de la mesure de l'angle horizontal à l'aide d'un tel théodolite à une opération est exprimée par l'erreur moyenne quadratique ±7″.

Le théodolite est pourvu près le cercle vertical d'une alidade autoréductrice (limbe vertical) et d'une nivelle cylindrique (lunette), ce qui permet d'exécuter le nivellement géométrique.

L'alidade autoréductrice donne la possibilité de ne plus faire coïncider avant chaque lecture la bulle de la nivelle d'alidade avec le point zéro.

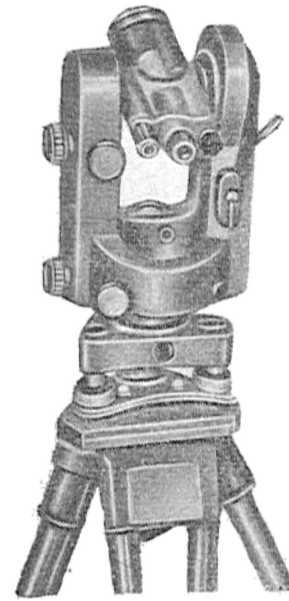


Fig. 146

Le théodolite optique portatif TOM

C'est un théodolite réitérateur d'une précision de 1′ (fig. 147), dont les principales caractéristiques sont les suivantes :

— poids	1,9 kg
— grossissement de la lunette .	18
— champ visuel .	2°

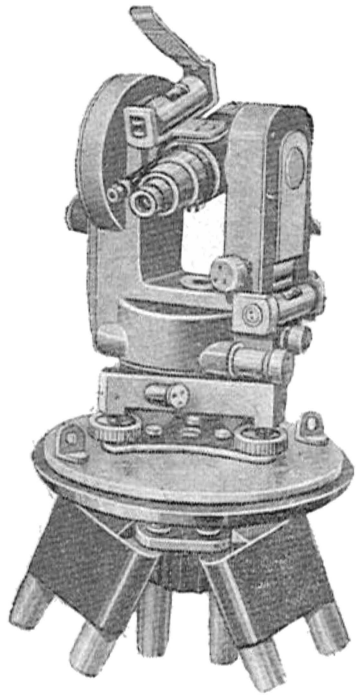


Fig. 147

L'instrument est pourvu d'un oculaire complémentaire permettant viser à des angles d'inclinaison jusqu'aux 55°, et d'une nivelle à une précision de 30″. L'instrument peut être utilisé au nivellement géométrique. Les lectures aux limbes horizontal et vertical sont vues dans le champ visuel du principal microscope.

§ 75. VÉRIFICATIONS ET RÉGLAGES DES ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS DU THÉODOLITE

Essayer les éléments de l'instrument, c'est apprécier leur qualité et juger combien les différents éléments de l'instrument satisfont à leur destination.

Lors des travaux géodésiques dans des buts de génie civil on utilise les théodolites, décrits ci-dessus, dont l'essai des éléments se fait par opérations simplifiées. Lors des travaux de haute précision, par exemple, lors des travaux astronomiques ou des travaux d'établissement des réseaux géodésiques d'Etat, les mesures sont effectuées avec des instruments de conception plus perfectionnée, théodolites universels ou optiques de haute précision. Bien que ces instruments soient perfectionnés, certaines imprécisions dans la conception de leurs éléments sont inévitables ; c'est pourquoi, avant de procéder aux mesures précises, il faut minutieusement les examiner afin de déterminer les erreurs qui pourront entrer dans les résultats. L'examen des éléments de l'instrument représente un travail compliqué et minutieux. En définitive, on obtient pour un instrument donné un tableau des corrections que l'on doit introduire dans les résultats des mesures. Examinons les différents procédés des essais des éléments de théodolites classiques qui sont utilisés dans le génie civil.

1. Vérification du limbe consiste à vérifier l'égalité des divisions portées sur le limbe. Cette vérification peut être faite à l'aide de l'arc du vernier, car l'arc est égal au nombre entier de divisions du limbe. On fait coïncider le trait extrême du vernier avec un trait quelconque du limbe et on regarde si l'autre trait extrême du vernier coïncide avec le trait correspondant du limbe.

Ensuite, manipulant l'alidade, on déplace le premier trait extrême du vernier à une graduation du limbe ; si les graduations du limbe sont portées exactement, le second trait extrême du vernier doit se déplacer de même à une division. Un tel examen est effectué sur toute la circonférence du limbe.

Mais, effectuant un tel examen, on ne peut découvrir que de graves erreurs des divisions du limbe, car les très petites erreurs dues à la portée des graduations du limbe, sont invisibles à l'œil. Dans les instruments de haute précision un tel examen consiste à déterminer les distances entre chaque paire de traits à une telle précision qu'on puisse composer un tableau des différences entre la position réelle de chaque trait et celle qu'il doit occuper sur un cercle divisé idéalement. Un tel examen est généralement effectué à l'aide du microscope muni de micromètres.

2. Vérification du vernier consiste à vérifier l'égalité des divisions du vernier. Dans ce but, on fait coïncider un trait quelconque du vernier avec un trait quelconque du limbe, et on regarde dans la loupe si les traits voisins se trouvent à égale distance des traits les plus proches du vernier. Ensuite, manipulant l'alidade, on fait coïncider le trait suivant du vernier avec le même trait du limbe et, après s'être assuré que ce trait est porté exactement, on continue la vérification.

3. Vérification de l'alidade consiste à vérifier la grandeur de l'excentricité. Pour découvrir l'excentricité, il faut effectuer les lectures aux deux verniers au moins d'après deux positions différentes de l'alidade. S'il n'y a pas d'excentricité, les lectures aux deux verniers se distingueront exactement de 180°.

4. Vérification de la nivelle. La surface intérieure du tube doit être bien polie. Manipulant la vis calante, on observe un lent déplacement de la bulle. Si celle-ci se déplace par bonds, une telle nivelle est inutilisable.

5. Vérification de la lunette. On doit vérifier : 1) l'absence dans les verres de bulles d'air, de rayures et d'irrégularités de polissage ; 2) l'absence de l'influence de l'aberration sphérique et chromatique.

Pour vérifier la qualité des verres, on les examine minutieusement à la lumière. Le verre doit être clair, uniforme et ne doit pas avoir ni de rayures ni de nervures.

Pour s'assurer de l'absence de l'aberration sphérique ou chromatique, on examine les figures régulières noires sur un fond clair à une distance de 40 à 80 m de l'objectif. Si ces figures sont entourées d'une bordure de couleur grise, rouge, jaune ou verte ou bien si elles semblent diluées, les verres ont des défauts.

Vérification de l'instrument dans son ensemble. Les éléments indépendants vérifiés, il faut aussi essayer l'instrument dans son ensemble et savoir au juste si sont observées les conditions mécaniques et technologiques suivantes :

1) les pivots doivent tourner correctement et sans choc : absence d'oscillations des axes ;

2) les vis calantes, micrométriques et de serrage, ainsi que les vis de réglage de la lunette et de l'alidade doivent agir correctement. Pointant sur un point quelconque la croisée des traits de l'instrument stationné, on observe le déplacement des traits du réticule par rapport à ce point, sous l'action des vis de réglage. Il faut que chaque trait coïncide avec le point choisi et n'oscille pas autour de ce point. Les vis doivent tourner dans leurs nids librement, mais sans oscillations ;

3) l'instrument doit reposer sur le trépied avec une stabilité nécessaire. Les vis serrées, les pieds du trépied doivent convenablement assujettis à la base du trépied. Les pointes des pieds étant bien enfoncées dans le sol, le trépied ne doit pas posséder d'un mouvement oscillatoire.

4) l'instrument doit avoir une construction assez solide et rigide, n'admettant pas le déréglage de l'instrument lors du transport.

§ 76. RÈGLAGES ET VÉRIFICATIONS DU THÉODOLITE (CONDITIONS À REMPLIR)

Les réglages du théodolite consistent à effectuer des opérations ayant pour but de constater si toutes les conditions géométriques à remplir sont exécutées, et d'éliminer les erreurs observées.

Les conditions géométriques à réaliser par réglages :

1) l'axe de l'instrument doit être vertical ;

2) le plan du limbe doit être horizontal ;

3) le plan de visée doit être vertical.

La mise de l'axe de rotation de l'alidade dans le plan vertical est effectuée au moyen de la nivelle fixée à l'alidade ou à la potence de la lunette. Evidemment, *l'axe de la nivelle cylindrique doit être perpendiculaire à l'axe de rotation de l'alidade.* Rien qu'à cette condition on peut amener l'axe de rotation de l'instrument dans la position verticale. Cette condition doit être exécutée avant tout. Par conséquent, le réglage de la nivelle est la première condition à remplir du théodolite.

Réglage de la nivelle. La position exacte de l'axe de la nivelle u_1u_2 par rapport à l'axe de rotation de l'alidade o_1o_2 est montrée schématiquement sur la fig. 148. Supposons que les axes soient disposés sous un angle quelconque β n'étant pas égal à l'angle droit (fig. 149). Ayant tourné l'alidade de façon que l'axe de la nivelle se mette approximativement parallèlement à la droite reliant deux vis calantes quelconques et, tournant les vis simultanément dans des sens différents, on amène la bulle au centre du tube. La disposition réciproque des axes n'étant pas troublée et l'angle β restant inchangeable, l'axe de la nivelle u_1u_2 se placera

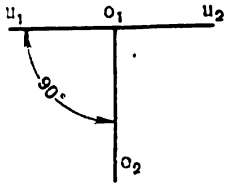


Fig. 148

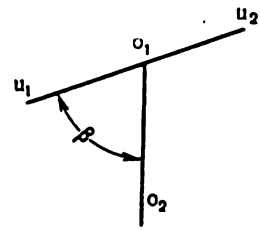


Fig. 149

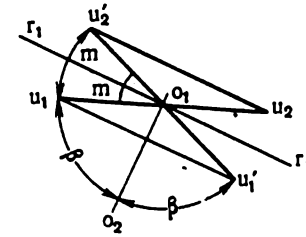


Fig. 150

dans la position horizontale (fig. 150). Ayant noté la position de l'axe de la nivelle par rapport au plan du limbe (lecture au vernier), on effectue une rotation de 180° (très exactement) de l'alidade et, avec lui l'axe de la nivelle u_1u_2. La rotation se fait autour de l'axe de l'alidade o_1o_2, et la nouvelle position de l'axe de la nivelle $u_1'u_2'$ formera avec la position précédente (horizontale) u_1u_2 un certain angle $m=u_1o_1u_2'$. Ce sera l'angle d'inclinaison de l'axe de la nivelle vers l'horizon. Il est mesuré par l'arc de déviation de la bulle de la nivelle du centre de la fiole.

Evidemment :

$$\sphericalangle u'_1o_1o_2=\sphericalangle u_1o_1o_2=\beta$$

et

$$m+\beta+\beta=180°,$$

d'où

$$m=180°-2\beta$$

ou

$$\frac{m}{2}=90°-\beta.$$

Menons la bissectrice r_1r_2 de l'angle m, alors l'angle $r_1o_1o_2=\frac{m}{2}+\beta=90°-\beta+\beta=90°$. D'où la conclusion, que si l'on met l'axe de la nivelle $u'_1u'_2$ dans la position r_1r_2, cet axe sera perpendiculaire à l'axe o_1o_2 de rotation de l'alidade. Pour cela la nivelle est pourvue d'une vis de réglage. En la manipulant on doit déplacer la bulle vers le centre de la fiole au demi-arc de déviation de la bulle du centre de la fiole. Ensuite, pour s'assurer que l'axe de la nivelle est perpendiculaire à l'axe de rotation de l'alidade, on amène de nouveau la bulle au centre de la fiole, en agissant sur les vis de réglage et on effectue une rotation de 180° de l'alidade autour de son axe (très exactement), la bulle gardant sa position initiale.

Si la bulle dévie du centre, il faut la déplacer dans le sens inverse au demi-arc de déviation en agissant sur la vis de réglage. Le réglage se répète jusqu'à ce que la condition exigée soit remplie.

Réglage des axes de l'alidade et du limbe. Le théodolite réitérateur mis en station, l'axe de rotation du limbe ainsi que l'axe de rotation de l'alidade doivent être dans la position verticale. Par conséquent, les deux axes doivent coïncider ou bien être parallèles.

Pour vérifier cette condition, il faut d'abord amener l'axe de rotation de l'alidade dans la position verticale.

Dans ce but, on installe l'alidade de façon que l'axe de la nivelle réglée se dispose approximativement dans la direction de deux vis de réglage quelconques ; en les manipulant, on amène la bulle au centre de la fiole. Puis on tourne l'alidade de 90° environ de façon que l'axe de la nivelle se dispose dans la direction de la troisième vis de réglage et, en la manipulant, on amène de nouveau la bulle au centre de la fiole. On répète ces opérations jusqu'à ce que la bulle reste au centre de la fiole dans n'importe quelle position de l'alidade. Si l'alidade est pourvue de deux nivelles cylindriques réglées, on effectue une rotation de l'alidade de façon que l'axe d'une des nivelles soit disposé dans la direction de la troisième vis de réglage ; en manipulant d'abord deux vis de réglage, puis la troisième, on amène les bulles au centre de leurs fioles.

Ayant placé l'axe de rotation de l'alidade dans la position verticale, on peut procéder à la vérification de la coïncidence ou du parallélisme des axes de l'alidade et du limbe.

Pour cela, on fixe l'alidade sur le limbe au moyen de la vis calante et, après avoir desserré la vis calante du limbe, on tourne les deux plans autour de l'axe du limbe. Si la bulle de la nivelle reste au centre de la fiole, la condition est remplie. Dans le cas contraire, on devra amener l'axe de rotation de l'alidade dans la position verticale après chaque rotation du limbe.

Réglage de la conjugaison du plan du limbe par rapport à l'axe de rotation de l'instrument. *Le plan du limbe doit être perpendiculaire à l'axe de rotation de l'instrument.* Rien qu'à cette condition que le plan du limbe sera horizontal après la mise de l'axe de rotation de l'instrument dans la position verticale.

Pour vérifier cette condition, on fixe le limbe et on tourne lentement l'alidade autour de son axe. Si lors de cette opération le vernier est équidistant des bords du limbe, la condition est remplie. Dans les instruments récents l'exécution de cette condition est assurée par l'usine. La non-perpendicularité minime (de quelques minutes) produit sur la lecture au limbe une influence insignifiante.

Réglage de la lunette. Le plan de visée de la lunette, ou plan de collimation, doit être vertical au cours du travail. Dans

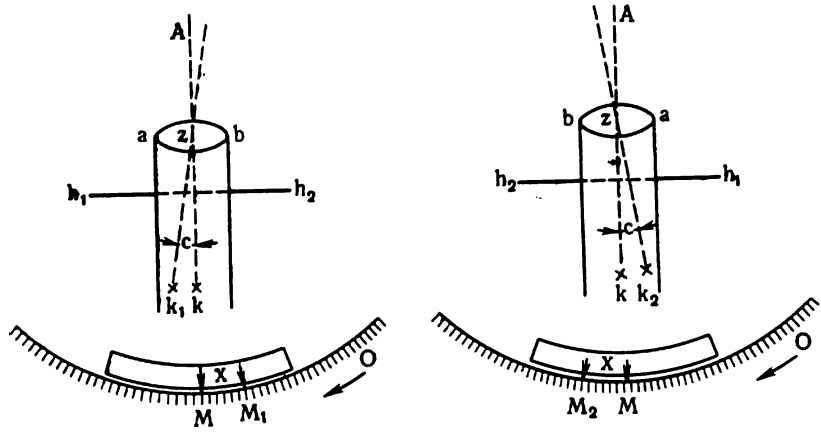


Fig. 151

ce but, il faut avant tout que l'axe de visée décrive un plan et non une surface conique lors de la rotation du tube autour de son axe, et cette condition exige que l'axe soit perpendiculaire à l'axe de rotation de la lunette. Outre cela, l'axe de rotation de la lunette doit être évidemment perpendiculaire à l'axe de rotation de l'instrument. Par conséquent, le réglage de la lunette se divise en deux opérations : a) *l'axe de visée doit être perpendiculaire à l'axe de rotation de la lunette* et b) *l'axe de rotation de la lunette doit être perpendiculaire à l'axe de rotation de l'instrument.*

a) Réglage de la perpendicularité de l'axe de visée par rapport à l'axe de rotation de la lunette. Que l'axe de rotation de l'instrument soit vertical et la lunette du théodolite soit transférée par le zénith ou placée en sens inverse sur ses pattes. Le point d'intersection des traits est disposé au point k_1 (fig. 151), c'est-à-dire l'axe zk_1 n'est pas perpendiculaire à l'axe de rotation h_1h_2 de la lunette. Si le point d'intersection des traits se trouvait au point k et l'axe de visée était perpendiculaire à l'axe h_1h_2, on ferait au limbe la lecture M de l'arc OM, la lunette pointée sur le point A de l'objet éloigné du terrain. A cause de la déviation du point d'intersection des traits en k_1, il faudra en pointant tourner la lunette (et l'alidade avec) à droite de façon que l'axe de visée zk_1 occupe la position zk. Avec cela, l'index du vernier se déplacera à droite à un arc $MM_1 = x$, correspondant à la rotation de l'axe de visée d'un angle c ; c'est l'erreur de collimation de la lunette. La projection x de cet angle sur le plan horizontal du limbe varie suivant l'angle d'inclinaison de l'axe de visée vers l'horizon. Pour un angle d'inclinaison donné, non égal à 0°, la valeur x ne sera constante pour les

deux positions de la lunette que dans le cas, si dans l'instrument est remplie la deuxième condition (b). L'angle d'inclinaison étant égal à 0°, $x=c$ pour les deux positions de la lunette, indépendamment de la condition (b). C'est pourquoi lors de cette opération la ligne de visée doit être autant que possible horizontale. La lecture M_1 au limbe est évidemment inférieure à la lecture M à une valeur x, de façon que :

$$M=M_1+x. \qquad (a)$$

Ayant placé la lunette en sens inverse sur ses pattes (ou l'ayant transférée par le zénith), on déplace le point d'intersection des traits au point symétrique k_2 (fig. 151), et l'axe de visée zk_2 composera comme auparavant avec zk le même angle c. Pour pointer le point d'intersection des traits sur le même point A, il faudra tourner la lunette et l'alidade avec dans le sens inverse à un arc de même grandeur $MM_2=MM_1=x$, et la nouvelle lecture M_2 au limbe sera supérieure à la lecture M à une valeur x, de façon que :

$$M=M_2-x. \qquad (b)$$

Additionnant les équations (a) et (b), on a :

$$2M=M_1+M_2$$

ou

$$M=\frac{M_1+M_2}{2}. \qquad (c)$$

D'après cette formule, on trouve la lecture M, à laquelle l'axe de visée zk est perpendiculaire à l'axe de rotation de la lunette. Ayant placé l'index du vernier sur cette lecture et manipulant les vis de réglage latérales du réticule, on le déplace de façon que le point d'intersection des traits soit projeté au point A. L'axe de visée occupera alors la position zk, perpendiculaire à l'axe h_1h_2. En soustrayant de (a) l'équation (b), on trouve la valeur x de l'influence de l'erreur de collimation sur la lecture :

$$O=M_1-M_2+2x \text{ ou } 2x=M_2-M_1,$$

d'où

$$x=\frac{M_2-M_1}{2}. \qquad (d)$$

Si la lunette ne peut être placée en sens inverse sur ses pattes, on peut la tourner de 180° autour de l'axe de rotation vertical de l'instrument et la transférer par le zénith. L'alidade (avec le

vernier) fera aussi une rotation de 180° et, par conséquent, la lecture M_2 se distinguera de celle de M_1 de 180°.

Donc, pour vérifier la condition de la perpendicularité de l'axe de visée par rapport à l'axe de rotation de la lunette, il faut pointer le point d'intersection des traits sur un point quelconque éloigné (se trouvant à l'horizon) du terrain, relever la lecture M_1 au limbe et, après avoir transféré la lunette par le zénith, pointer de nouveau sur le même point. Si la nouvelle lecture au limbe est égale à $M_1+180°$, la condition est remplie ; si elle est différente, par exemple, $M_2+180°$, après avoir calculé $M=\frac{M_1+M_2}{2}$, on place le vernier sur cette lecture et, manipulant les vis de réglage du réticule, on le déplace jusqu'à ce que le point d'intersection des traits se mette en coïncidence avec l'image du point A.

Soit, par exemple, $M_1=63°17'$, et la deuxième lecture est égale à 243°19', par conséquent, $M_2=243°19'-180°=63°19'$, et on aura :

$$M=\frac{M_1+M_2}{2}=\frac{63°17'+63°19'}{2}=63°18'$$

et

$$x=\frac{M_2-M_1}{2}=\frac{63°19'-63°17'}{2}=1'.$$

Il en résulte que *l'influence de l'erreur de collimation de la lunette sur la lecture au limbe est exclue si lors du pointage sur un même point dans deux positions de la lunette, on prend chaque fois la demi-somme des deux lectures.*

b) Réglage de la perpendicularité de l'axe de rotation de la lunette par rapport à l'axe de rotation de l'instrument. Dans ce cas, il faut amener l'axe de rotation de l'instrument dans la position verticale et diriger le point d'intersection des traits sur le point haut et proche A (fig. 152), choisi sur un mur clair quelconque. Sans tourner l'alidade, il faut incliner la lunette, l'objectif dirigé vers le bas, jusqu'à la position approximativement horizontale de son axe et marquer avec un crayon sur le mur le point a_1, où est projeté le point d'intersection des traits.

Après avoir transféré la lunette par le zénith, on dirige de nouveau l'axe de visée sur le même point A et, identiquement aux opérations précédentes, on marque le point a_2 ayant incliné la lunette vers le bas. Si le point a_2 coïncide avec le point a_1, la condition est remplie. Si les points ne coïncident pas, cela veut dire que l'axe de rotation de la lunette n'est pas perpendiculaire à l'axe de rotation de l'instrument. Afin de régler l'axe de rotation de la lunette, il faut relever ou abaisser l'une de ses extrémités reposant

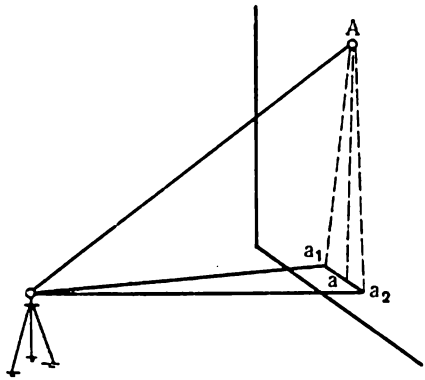


Fig. 152

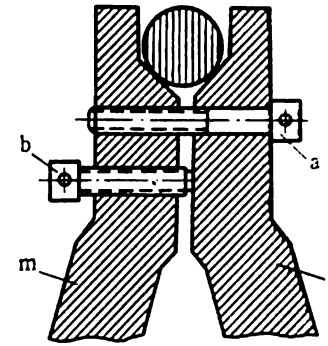


Fig. 153

sur ses pattes de façon qu'à une vérification réitérée le point d'intersection des traits soit projeté sur le point A se trouvant au milieu entre les points a_1 et a_2. Si les pattes sont pourvues de vis de réglage, comme par exemple, les vis a et b (fig. 153), en vissant l'une et dévissant l'autre, on peut rapprocher ou éloigner les éléments m et n du support, en faisant ainsi relever ou abaisser l'extrémité de l'axe de la lunette. En réglant la lunette, on doit la pointer sur le point A. Certains théodolites modernes n'ayant pas de vis de réglage sur des pattes de la lunette, la condition examinée est assurée par l'usine.

Les deux réglages (a) et (b) peuvent être exécutés simultanément à l'aide d'un fil à plomb. Ayant installé verticalement l'axe de rotation de l'instrument, on vise un fil à plomb avec la croisée des traits et, inclinant la lunette, on regarde comment se déplace la croisée des traits par rapport au fil à plomb. Si elle décrit une courbe, on déduit que l'axe de visée décrit un cône et, par conséquent, il n'est pas perpendiculaire à l'axe de rotation de la lunette. Si la croisée des traits s'éloigne toujours du fil à plomb en se déplaçant suivant une droite, l'axe de visée décrit, par conséquent, un plan non vertical, mais oblique, c'est-à-dire l'axe de rotation de la lunette n'est pas perpendiculaire à l'axe de rotation de l'instrument.

Réglage du réticule. L'un des traits du réticule (ou le bissecteur) doit être perpendiculaire à l'axe de rotation de la lunette. Pour vérifier cette condition, il faut amener l'axe de rotation de l'instrument dans la position verticale, pointer la croisée des traits sur un point quelconque et tourner lentement la lunette autour de son axe de rotation, observant la position du fil par rapport au point. Le fil doit passer par le point donné sur toute

sa longueur. Dans le cas contraire, il faut dévisser les vis de réglage et tourner le réticule de façon que la condition soit remplie, puis serrer les vis de nouveau. Cette opération terminée, il faut répéter la vérification de la perpendicularité de l'axe de visée par rapport à l'axe de rotation de la lunette.

Réglage de la lunette avant de procéder au levé horizontal. Les essais des éléments de l'instrument ne se font ordinairement qu'à sa réception. Ce qui concerne les réglages, il faut les faire chaque fois avant le travail, car le réglage correct des éléments de l'instrument ne peut pas se conserver longtemps. Pour le levé horizontal, il est suffisant d'effectuer le réglage suivant : 1) perpendicularité de l'axe de la nivelle cylindrique par rapport à l'axe de rotation de l'instrument ; 2) perpendicularité de l'axe de visée par rapport à l'axe de rotation de la lunette ; 3) perpendicularité de l'axe de rotation de la lunette par rapport à l'axe de rotation de l'instrument.

Réglage de la boussole du théodolite. Si le théodolite est équipé d'accessoires, comme, par exemple, d'une boussole, d'un cercle vertical, etc., le nombre d'essais, résultant des nouvelles conditions auxquelles doivent satisfaire ces éléments, augmente de même.

Les réglages de la boussole du théodolite consistent, d'une part, à effectuer l'essai de l'instrument même et, d'autre part, à examiner la liaison de la boussole avec le théodolite. Les réglages de la boussole ont été exposés au § 24. Selon la dernière condition du § 24 le plan de visée de la lunette doit passer par le diamètre zéro ou la ligne de foi du limbe de la boussole (si la boussole est disposée au-dessus du centre du cercle d'alidade), ou il doit lui être parallèle (si la boussole est amovible). Pour vérifier cette condition, dans le premier cas il faut fixer verticalement deux aiguilles (à l'aide de la cire) aux extrémités de la ligne de foi de la boussole, diriger l'axe de visée de la boussole sur un objet quelconque éloigné et regarder, si le plan des aiguilles passe par ce même objet. L'angle compris entre le plan de visée de la lunette et la ligne de foi de la boussole est appelé erreur de collimation de la boussole. A cause de cette erreur tous les azimuts et les rhumbs changeront d'une même valeur. On peut éliminer l'influence de cette erreur en introduisant dans le résultat de la mesure une correction correspondante. L'erreur de collimation peut être éliminée en tournant le limbe de la boussole (ou toute la boussole) à une grandeur égale à l'erreur de collimation. Le réglage du parallélisme de la ligne de foi du limbe de la boussole avec le plan de visée de la lunette s'effectue en comparant la lecture de la boussole essayée avec celle d'une boussole réglée lors du pointage sur l'objet à partir du même point. Si le théodolite a un cercle vertical, son réglage est effectué comme il était indiqué au § 73.

§ 77. ENTRETIEN DU THÉODOLITE

Le théodolite, comme tout autre instrument géodésique, exige un entretien soigné et minutieux, assurant une bonne qualité des mesures et conservant l'instrument en bon état pendant une longue durée.

De règle, pour le théodolite mis en station, il faut éviter les mouvements brusques et ne pas appliquer d'efforts, si le mouvement d'un élément constitutif quelconque s'effectue avec difficulté, dans ce cas-là, on doit avant tout trouver la cause de cette difficulté et l'éliminer. Manipulant les vis de réglage, il ne faut pas trop les serrer, mais cependant elles doivent être convenablement vissées. Procédant au travail, il faut placer les vis de réglage et les vis micrométriques à la moitié de leur cheminement.

Il est défendu de laisser l'instrument sur le trépied sans avoir serré la vis calante. Lors du transport de l'instrument, monté sur le trépied, il faut serrer d'abord tous ses éléments mobiles (alidade, lunette, aiguille aimantée).

Sortant ou emballant l'instrument dans la caisse, il faut le prendre par les éléments qui ne peuvent être endommagés, le mieux par le support avec ses trois vis de réglage (mais jamais par le limbe, la lunette ou les pattes de la lunette). Avant de sortir l'instrument de la caisse, il faut étudier attentivement la disposition et la fixation à l'intérieur des éléments de l'instrument pour les ranger dans la position exigée lors de l'emballage. Pour cela on dévisse d'abord toutes les vis calantes, puis on range avec précaution l'instrument dans la caisse, sans le heurter et on place ses éléments indépendants dans les nids correspondants ; on serre les vis à applique se trouvant dans la caisse et, ces opérations terminées, on fixe les éléments de l'instrument avec des vis calantes.

Si l'emballage est effectué d'après la règle, l'instrument doit être immobile dans la caisse. Tous les accessoires du théodolite : fil à plomb, tournevis, fiches, pièces de rechange, etc. doivent se trouver dans les nids correspondants.

L'instrument doit être propre ; dans ce but, avant de le ranger dans la caisse, il faut minutieusement nettoyer avec un pinceau tous ses éléments ; l'instrument, qui est mouillé par la pluie, doit être essuyé et rangé dans la caisse à l'état sec. Le graissage de l'instrument se fait à terme exact. C'est l'huile d'os qui convient le plus.

Le démontage de l'instrument n'est admis que dans des cas exclusifs, car son montage exige une grande expérience.

Bien que les théodolites soient prévus et calculés pour des variations de température allant de $-40°$ jusqu'à $+50°$ C, pratiquement la rotation de l'alidade s'effectue déjà avec difficulté à des températures au-dessous de $-16°$ et à des températures beaucoup plus basses, la rotation d'autres éléments : lunette, limbe, cercles

de la lentille de mise au point, vis micrométrique. Pour faciliter la rotation, on enlève la graisse des éléments correspondants de l'instrument avec du pétrole. Pour que l'objectif ne s'embue pas par un temps froid, il est couvert de papier hydroscopique, dont le bord dépasse l'objectif de 4 à 6 cm. Dans ce même but, les miroirs et d'autres éléments en verre sont frottés avec un chiffon doux imbibé d'alcool, puis sont graissés légèrement avec du savon sec préservant contre l'embuement. On frotte l'objectif et l'oculaire avec un pinceau sec ou trempé dans de la glycérine, enlevant le givre. Pour protéger les axes contre le givrage il est recommandé d'envelopper avec un tissu les têtes des vis, la potence de la lunette et les autres éléments que l'on doit manipuler. En hiver, pour que les parties métalliques ne soient pas couvertes de rouille et les parties en bois ne se fendillent pas, il faut réchauffer petit à petit la caisse avec l'instrument en la plaçant d'abord dans un local froid, puis dans un local chaud, laissant la caisse fermée jusqu'à ce que la température à l'intérieur n'atteigne celle du local. Lors de sa mise en état de stockage, il faut protéger l'instrument contre l'humidité, la poussière et les impuretés, ainsi que contre les brusques variations de température. Lors du transport les caisses, contenant les instruments, et les trépieds doivent être déposés sur une couche molle et attachés par des ficelles ; les vis calantes sont fixées sur le trépied.

§ 78. MESURE DE L'ANGLE HORIZONTAL. RÉGLAGE DE L'INSTRUMENT

Avant de procéder à la projection horizontale, on règle l'instrument. Ce réglage comprend les opérations suivantes : a) centrage de l'instrument ; b) placement de l'axe de rotation de l'instrument dans la position verticale ; c) réglage de la lunette pour les observations.

Le centrage de l'instrument s'effectue à l'aide d'un fil à plomb. Dans ce but, il faut placer le trépied au-dessus du sommet de l'angle de façon que le fil à plomb se trouve approximativement au-dessus du point et la base du trépied soit à peu près horizontale ; en appuyant avec le pied sur les saillies des pointes du trépied on les enfonce dans le sol et on serre les vis latérales du trépied. Puis, après avoir desserré l'écrou de la vis calante en affaiblissant l'action du ressort, on monte l'instrument sur la base du trépied de façon que le fil à plomb tombe justement sur le point, et on resserre l'écrou de la vis calante. Au cours du montage de l'instrument sur le trépied, les vis de réglage sont dévissées approximativement à une même position de façon que ces vis fonctionnent sur le milieu de leur filetage. La mise préliminaire de l'axe de rotation de l'instrument dans la position verticale s'effectue en gros. Le réglage précis se fait au moyen des vis de réglage suivant la nivelle.

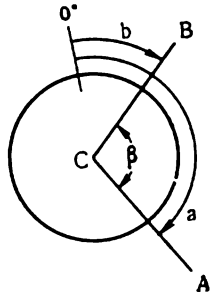


Fig. 154

Ensuite, il faut régler la lunette de façon qu'elle donne des images précises des traits et de l'objet observé et il n'y ait pas de parallaxe.

Ces opérations terminées, on procède à la mesure de l'angle.

Ordinairement, lors du levé la mesure des angles à lever se fait dans *la position à droite.* Soit un cheminement ayant la direction de *A* vers *B* (fig. 154) ; le point *A* est appelé point arrière, le *B*, point avant. En déplaçant l'alidade (le limbe étant immobile), on pointe d'abord le point d'intersection des traits de la lunette sur l'objet arrière (le jalon) *A*, et on effectue la lecture au limbe à l'aide des verniers.

Si, par exemple, la précision du vernier est égale à une minute, on lit les degrés et les minutes sur le premier vernier, et seulement les minutes sur le second vernier ; ces deux lectures sont notées dans le carnet, et on prend la moyenne arithmétique des lectures de minutes ; c'est la lecture arrière dont le résultat est égal à *a*. Ensuite, tournant l'alidade, on vise sur l'objet avant (le jalon) *B* et on obtient la lecture avant moyenne *b*. Si la graduation du limbe accroît dans le sens de la montre, la valeur graduée β de l'angle visé à droite sera égale à :

$$\beta = a - b.$$

C'est pourquoi on vise d'abord sur l'objet arrière, puis sur l'objet avant.

Si le zéro du limbe est entre les côtés *AC* et *CB*, à l'intérieur de l'angle mesuré, la lecture arrière sera plus petite que la lecture avant. Alors, en ajoutant 360° à la lecture arrière, on obtiendra de nouveau la valeur de l'angle, étant la différence de la lecture arrière et de la lecture avant.

Ayant desserré les vis de réglage de l'alidade et de la lunette, on pointe d'abord la lunette sur l'objet (approximativement) en regardant par-dessus la lunette, puis, après avoir fixé ces vis et regardant seulement dans la lunette, on pointe la croisée des traits exactement sur l'objet en manipulant les vis calantes de l'alidade et de la lunette. A noter : les vis calantes doivent fonctionner au vissage, car dans le cas contraire, le ressort peut ne pas fonctionner comme il faut en produisant ainsi une erreur.

Généralement, on ne se limite pas d'une seule mesure de l'angle et on le mesure encore une fois par un simple retournement de la lunette à 180°. Si on utilise un théodolite réitérateur, il est recommandé de tourner le limbe de 90° environ avant d'effectuer la seconde lecture pour que la nouvelle mesure soit faite sur l'autre partie du limbe. Chaque mesure est appelée d e m i - o p é -

ration. Deux de ces mesures composent une opération complète. *La divergence des résultats des mesures entre la première et la seconde demi-opération ne doit pas être supérieure à la double précision du vernier.* Si la divergence est admissible, on déduit de deux résultats le résultat moyen. Comme nous l'avons vu, un tel résultat ne sera pas influencé par l'erreur de collimation.

La mesure des angles sur des tracés de routes est effectuée avec un théodolite réitérateur à une précision de 1 minute ou de 30 secondes par une opération complète avec rotation du limbe de 90° après la première demi-opération. La visée est effectuée sur le bas du jalon ou de la fiche.

Les résultats des mesures sont notés dans le carnet (table 10).

Table 10

Carnet des mesures des angles

Points visés	Objets observés	Lectures aux verniers			Moyenne des résultats		Angles		Moyenne des angles		Nota
		I		II							
		°	′	′	°	′	°	′	°	′	
		Visée à droite									
C	A	22	17	18	22	17,5	135	2,5	135	2,25	Théodolite à une précision du vernier de 1′
	B	247	15	15	247	15					
		Visée à gauche									
	A	137	45	45	137	45	135	2			
	B	2	43	43	2	43					

La valeur des angles mesurés à chaque demi-opération et la valeur moyenne de l'angle doivent être calculées sur place jusqu'à ce que l'instrument ne soit pas enlevé.

Le temps le plus favorable pour effectuer la mesure des angles horizontaux est la période des images douces : le matin jusqu'à 10 heures et à partir de 15 heures jusqu'à la tombée de la nuit.

Lors du tracé des distances aux travaux publics, on note de plus, les rhumbs mesurés, les angles d'inclinaison des distances, les longueurs des distances et le croquis de la partie correspondante du tracé.

Si on mesure les angles dans une agglomération, il faut minutieusement centrer l'instrument et faire des marques aux points observés (fiches, jalons), surtout à de courtes distances. Dans le but de diminuer les erreurs de centrage, on emploie le système à trois trépieds. Sur trois points adjacents du cheminement du théodolite sont installés trois trépieds portant des supports-

trépieds, identiques au support démontable avec trois vis de réglage du théodolite TT-5. Sur le trépied médian, on installe le théodolite type TT-5, et sur les deux trépieds extrêmes, on fixe dans les manchons des marques de visée spéciales. Après la mesure de l'angle on transporte le trépied arrière à l'avant et on déplace respectivement le théodolite et les marques.

Mesure d'un angle par coïncidence des index du limbe et de l'alidade

Le théodolite réitérateur permet de mesurer les angles par une méthode simplifiée. Ayant fait coïncider les index du limbe et de l'alidade, on dirige, en tournant l'alidade, la croisée des traits sur l'objet avant. Après avoir fixé le limbe, on libère l'alidade et, en la retournant, on vise sur l'objet arrière. La lecture au vernier exprimera alors directement la valeur de l'angle mesuré. Ce procédé est commode pour le contrôle des mesures.

§ 79. MESURE D'UN ANGLE PAR TOUR D'HORIZON

Lorsqu'on veut mesurer plusieurs angles ayant le même sommet, on peut utiliser le procédé de tour d'horizon, recommandé pour la première fois par le célèbre géodésiste russe V. Y. Struvé. Ayant installé l'instrument au-dessus d'un point donné, on vise successivement les points suivant les directions données, faisant une rotation de l'alidade dans le sens des aiguilles d'une montre. Le point visé, on effectue la lecture aux verniers, et ainsi de suite. La dernière lecture faite en visant à nouveau le premier point * pour s'assurer que le limbe ne possède aucun mouvement. Les deux lectures ne doivent pas se différer d'une valeur supérieure à la précision du vernier. C'est la première demi-opération. Afin d'éliminer l'influence du frottement des pivots du limbe et de l'alidade, on retourne la lunette à 180° et on vise à nouveau les mêmes points, mais dans le sens inverse en faisant une rotation de l'alidade dans le sens inverse des aiguilles d'une montre. C'est la seconde demi-opération. Dans le but d'éliminer les erreurs accidentelles de mesure on a recours à plusieurs opérations identiques. S'il y a deux verniers et on effectue n visées, avant chaque nouvelle lecture, on tourne le limbe à $\frac{360°}{2n}$, pour que les lectures sur le même point soient disposées symétriquement sur tout le limbe. Ce procédé permet d'affaiblir l'influence des erreurs systématiques du limbe gradué sur le résultat définitif.

---

* appelé point de référence. — Note du rédacteur.

§ 80. MESURE D'UN ANGLE PAR RÉPÉTITION

La précision d'un théodolite étant égale à une seconde, on peut élever la précision du résultat définitif en mesurant les angles par répétition. La réduction des erreurs de lecture au minimum consiste à rapporter sur le limbe n fois la valeur de l'angle mesuré β. Si b étant la lecture initiale au limbe faite à la visée sur l'objet avant, et a, la lecture finale faite à la visée sur l'objet arrière, on trouvera l'angle cherché d'après la formule :

$$\beta = \frac{a-b}{n}.$$

La mesure par répétition ne peut être employée que si l'on utilise un théodolite réitérateur (ou répétiteur).

Ayant stationné l'instrument au sommet de l'angle, on fixe l'alidade de façon que la lecture au limbe soit proche de 0°. Soit, par exemple, $b = 0°10'$. En tournant le limbe, on vise le point d'intersection du réticule sur l'objet avant (de gauche), et on fixe l'alidade dans cette position. Ne changeant pas la position du limbe, il faut desserrer la vis calante de l'alidade et, en tournant l'alidade, viser l'objet arrière (de droite), après quoi on fait les lectures aux verniers afin de contrôler et de déterminer approximativement la valeur de l'angle mesuré. On note dans le carnet la lecture moyenne, soit 54°6′,5 ; la différence $54°6',5 - 0°10' = 53°56',5$ exprimera alors la valeur de l'angle mesuré. Ayant libéré à nouveau le limbe, en le tournant, on revise l'objet. Le limbe fixé dans cette position, on libère l'alidade et, en la tournant, vise l'objet arrière, mais on n'effectue plus de lectures. Ensuite, en tournant le limbe pour une troisième fois, on vise l'objet avant et, après avoir fixé le limbe et tourné l'alidade, on vise pour une troisième fois l'objet arrière. Ainsi fait, l'arc, égal à 53°56′,5 environ, sera rapporté 3 fois sur le limbe. Si nous voulions nous limiter de 3 répétitions, il faudrait prendre les lectures aux verniers et les noter dans le carnet après avoir effectué la troisième visée sur l'objet arrière. Soit $a = 161°57',5$ la valeur moyenne des deux lectures. La différence $a - b = 161°57',5 - 0°10' = 161°47',5$ représente la valeur triplée de l'angle mesuré, obtenue seulement à une demi-opération. L'angle cherché, déduit de cette demi-opération est égal à :

$$\beta = \frac{161°47',5}{3} = 53°55'50''.$$

Retournant la lunette à 180° et répétant ces mêmes opérations, mais dans l'ordre inverse, on obtient la valeur de ce même angle par seconde demi-opération.

La table 11 représente le carnet de mesures des angles horizontaux par répétition.

Carnet de mesures des angles par répétition

Points visés	Objets observés	Nb. de répétitions	Lectures aux verniers I °	I ′	II ′	Moyenne des résultats °	′	Angle n-multiple °	′	Angle °	′	″	Moyenne des angles °	′	″
						Visée à gauche									
	B		0	10	10	0	10								
	A	1	54	6	7	54	6,5	161	47,5	53	55	50			
	A	3	161	57	58	161	57,5								
C													53	55	55
						Visée à droite									
	A		161	50	51	161	50,5								
	B		0	2	3	0	2,5	161	48,0	53	56	0			

En mesurant l'angle par répétition, il faut noter les passages du premier vernier par le zéro du limbe, car chaque passage amène à ajouter 360° au résultat définitif. D'où la nécessité d'une lecture de contrôle, lorsque la première répétition est effectuée.

§ 81. PRÉCISION DE LA MESURE DES ANGLES HORIZONTAUX À L'AIDE D'UN THÉODOLITE

La précision de la mesure des angles horizontaux dépend principalement des erreurs de l'instrument même, de l'exactitude de l'installation de l'instrument et des jalons, de la précision de la visée et de la lecture aux verniers.

Influence des erreurs dues à l'instrument. Les mesures angulaires se font généralement de façon qu'on puisse exclure l'influence des erreurs, dues à l'instrument, sur le résultat. Ainsi, par exemple, pour exclure l'influence de l'excentricité de l'alidade, on effectue les lectures des minutes et des secondes aux deux verniers, et on prend le résultat moyen. L'influence de l'erreur de collimation de la lunette, qui reste après le réglage de l'instrument, et la non-perpendicularité de l'axe de rotation de la lunette par rapport à l'axe de rotation de l'instrument sont exclues par double mesure de l'angle, en retournant la lunette à 180° après la première mesure effectuée. Les erreurs des graduations du limbe et du vernier ne peuvent être que minimes aux procédés modernes de porter les traits avec un dispositif à diviser (l'erreur maximale du

limbe divisé est de $\pm 3''$). La non-perpendicularité du plan du limbe par rapport à l'axe vertical de rotation de l'instrument donne une erreur encore plus petite. Ainsi, à une déviation importante (par exemple, de 10′) du limbe à partir de la position horizontale, l'erreur maximum dans la lecture sera de 1/2 seconde environ, c'est-à-dire infiniment petite par rapport à l'erreur de la lecture effectuée au vernier du théodolite dont la précision est de 1′. Quand on mesure les angles horizontaux à l'aide d'un théodolite, dont les verniers ont une précision de 1 à 0′,5, les erreurs de l'instrument sont ou minimes ou bien elles n'influencent pas sur la valeur de l'angle mesuré, ou bien elles sont exclues par la disposition convenable des observations.

Influence de l'installation de l'instrument et des jalons. Lorsqu'on mesure les angles horizontaux, le centre du limbe doit se trouver exactement au-dessus du sommet de l'angle mesuré. L'erreur, due à l'inobservation de cette condition, c'est-à-dire l'erreur de centrage, se reflète beaucoup plus sur les angles à petits côtés et surtout sur les angles à côtés de longueur différente. L'étude de cette erreur indique qu'elle a sa plus grande valeur si l'on mesure les angles obtus approchant de 180°. Ainsi, par exemple, à une longueur des côtés de 20 m environ et à une erreur de centrage égale à 2 cm, l'erreur de mesure d'un angle obtus peut atteindre $\pm 7'$. Par conséquent, dans ces cas le centrage de l'instrument doit être particulièrement précis. Lors du levé des gares et des aéroports l'erreur de centrage ne doit pas dépasser 5 mm.

La déviation des signes-jalons par rapport à la position verticale influence aussi sur la valeur de l'angle mesuré. Cette influence augmente lorsque l'angle a de petits côtés. Pour réduire l'erreur, résultant de ce fait, il faut placer les jalons verticalement et viser sur le bas de ces jalons. Nous avons vu que l'erreur relative de la position du point représente 1/7000 (§ 60) à cause de l'erreur de la lecture au vernier et l'erreur relative sous l'influence de l'erreur de visée à $v=15$ est égale à 1/50 000 (§ 67), c'est-à-dire de beaucoup de fois plus petite. Par conséquent, en utilisant un théodolite de précision d'une seconde, les erreurs de lecture exercent une influence beaucoup plus grande sur la qualité du résultat de la mesure de l'angle que les erreurs de visée.

Si on pose la condition que le centrage de l'instrument et l'installation des jalons ne provoquent séparément une erreur dans l'angle, supérieure à la moitié de l'erreur de la lecture, c'est-à-dire que chacune des opérations nommées donne séparément une erreur d'angle de 15″ maximum ou en radians $\frac{15''}{206\,265''} = \frac{1}{14\,000}$, il est facile de déterminer d'après cette condition la longueur maximum des côtés de l'angle, correspondant à l'erreur admissible de centrage ou de l'installation des jalons. Si, par exemple, l'erreur de

centrage de l'instrument ne doit pas être supérieure à 1 cm, les côtés de l'angle mesuré ne doivent pas être plus courts que 140 m, et à une erreur admissible de centrage de l'instrument de 5 mm les côtés doivent être de 70 m au minimum.

L'étude de l'erreur, provoquée par le placement imprécis de l'axe de rotation de l'alidade dans la position verticale, amène à la conclusion que son influence augmente avec l'accroissement de l'angle d'inclinaison de l'axe de visée par rapport à l'horizon. C'est pourquoi *en mesurant les angles horizontaux, on doit placer exactement l'axe de rotation de l'alidade dans la position verticale* à l'aide d'une nivelle cylindrique réglée ; cette condition est surtout importante s'il y a des travaux dans les montagnes et, en général, dans les cas où il faut donner à l'axe de visée de grandes inclinaisons, par exemple, si on doit observer de hauts signaux.

Lors de la mesure des angles obtus et des angles à petits côtés, l'instrument doit être minutieusement centré.

Divergence admissible entre les résultats de mesure d'un même angle. Si la précision du vernier est de 1′, l'erreur de la lecture à chaque vernier est égale à ±30″ (§ 60), en lisant aux deux verniers et prenant le moyenne arithmétique des deux lectures, on réduit cette erreur de $\sqrt{2}$ fois, c'est-à-dire que l'on a l'erreur égale à $\pm \frac{30''}{\sqrt{2}}$.

En comparaison avec les erreurs de visée et celles des graduations du limbe, cette erreur a une influence décisive sur la précision de mesure d'un angle ; c'est pourquoi on peut accepter que l'erreur dans la direction des côtés de l'angle mesuré est égale à $\pm\frac{30''}{\sqrt{2}}$. L'angle obtenu, étant la différence des deux directions, aura une erreur de $\sqrt{2}$ fois plus grande, c'est-à-dire de ±30″. Si l'angle a été mesuré en deux demi-opérations, on aura une telle erreur dans chacun des deux résultats obtenus, et l'erreur de leur différence sera de $\sqrt{2}$ fois plus grande, c'est-à-dire de $\pm 30'' \sqrt{2}$. Cette erreur étant la moyenne quadratique, l'erreur maximale, égale à la moyenne quadratique triplée, sera de $\pm 90'' \sqrt{2}$, c'est-à-dire de ±2′ environ. Par conséquent, si on utilise un théodolite de précision d'une seconde, la plus grande divergence des résultats de la mesure d'un angle entre la première et la seconde demi-opération doit être de ±2′ maximum.

Erreur maximale de la mesure d'un angle. Si on suppose qu'avec un théodolite de précision d'une seconde l'angle obtenu a une erreur de ±30″, la moyenne arithmétique de deux résultats de la mesure d'un même angle sera obtenue avec une erreur de $\pm \frac{30''}{\sqrt{2}}$; l'erreur maximale de l'angle peut être acceptée

égale à $\pm 3\frac{30''}{\sqrt{2}} \approx \pm 1'$, tenant compte seulement de l'erreur des lectures aux verniers. Mais il y a encore l'erreur de mise en station de l'instrument et des jalons, les conditions extérieures de mesure, etc. qui exercent aussi une influence sur la précision de la mesure de l'angle. Si on prend en considération l'influence sommaire de toutes ces erreurs, la valeur de l'erreur moyenne quadratique de la mesure d'un angle en une opération complète faite avec un théodolite à une précision de une seconde, est de $\pm 0',5$ et celle de l'erreur maximale, de $\pm 1',5$.

TROISIÈME PARTIE

LEVÉ AU THÉODOLITE

CHAPITRE XIII

LEVÉS SUR LE TERRAIN EN MODE GONIOMÉTRIQUE

§ 82. CHEMINEMENT GONIOMETRIQUE

Le levé au théodolite est un levé planimétrique effectué à l'aide d'un théodolite sans donner le mouvement du relief. Dans le but de représenter les lignes caractéristiques du relief, il faut recourir de plus aux procédés de l'altimétrie. Le levé au théodolite est employé le plus souvent sur des terrains plats dans des conditions de situation compliquée (localités, parcelles bâties, nœuds ferroviaires, gares, aéroports, etc.). Le cheminement goniométrique représente une ligne brisée ou polygonale dont les angles sont mesurés à l'aide d'un théodolite et les côtés, le plus souvent avec un ruban en acier de 20 mètres.

But du cheminement goniométrique. Le cheminement goniométrique, servant de base au levé goniométrique, a une importance beaucoup plus grande que le levé au théodolite lui-même. Il est nécessaire non seulement pour le levé au théodolite, mais aussi pour les autres procédés de levé.

Le cheminement goniométrique est en général construit entre les points géodésiques (de triangulation ou de polygonation) *A*, *B*, *C* et *D* (fig. 155) ou bien il forme un polygone fermé.

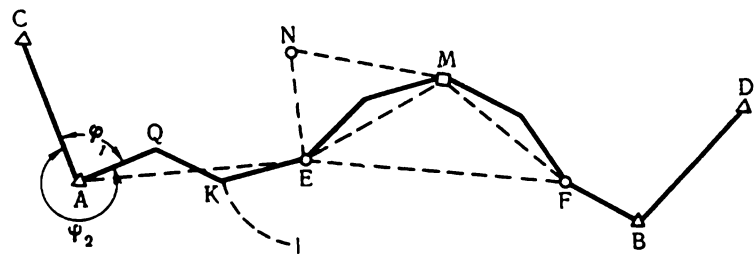


Fig. 155

Conditions d'exécution du cheminement goniométrique. Le cheminement goniométrique se fait en observant les conditions suivantes :

a) Les lignes sont construites sur un terrain plat, dur, commode aux mesures, le long des voies de communication (chemin de fer, autoroute, route non pavée ou sentier), suivant des rayures, des percées, des herbages, etc., de façon que les angles d'inclinaison des lignes ou de leurs tronçons ne dépassent pas 5°.

b) Les points du cheminement goniométrique sont choisis de façon que les côtés du cheminement soient approximativement égaux entre eux, pas plus de 400 m et pas moins de 50 m, en moyenne de 250 m environ, de courtes lignes devant être très rares. Lorsqu'on trace une route, les longueurs des côtés du cheminement goniométrique peuvent avoir de 100 à 1000 m (sur de longs côtés on fixe des repères stables tous les 500 ou 1000 m). Les sommets des angles du cheminement goniométrique doivent être choisis de façon qu'il soit commode d'y stationner l'instrument, afin de mesurer les angles, le terrain environnant étant découvert ce qui permet d'utiliser au maximum les points de levé du terrain.

c) Le cheminement goniométrique doit être tendu, c'est-à-dire il doit avoir des angles proches de 180°.

d) Les sommets des angles du cheminement goniométrique sont généralement fixés par des piquets, mais tous les 1 kilomètres au moins ils doivent être remplacés par des repères stables comme dans la polygonation. De tels points sont appelés points topométriques (la fig. 155, par exemple, le point *M*).

e) Dans le cas du polygone fermé, ces derniers sont subdivisés par les cheminements goniométriques. Ainsi on obtient les points *A, B, C, D, E* (voir fig. 68), auxquels se joignent plusieurs cheminements goniométriques. De tels points sont appelés nœuds. Pour éviter l'accumulation des erreurs, dépassant les erreurs admissibles pour une échelle donnée du plan, la longueur du cheminement goniométrique entre les nœuds et autres points de base, si on effectue le levé avec un théodolite à une précision de 1 minute, ne doit pas dépasser 2 km pour des plans au 1/5000, 1 km au 1/2000, et 0,5 km au 1/1000. Si on opère avec un théodolite de 30 secondes les longueurs limites du cheminement augmentent de deux fois.

f) Si le cheminement goniométrique est d'une grande longueur et, par conséquent, beaucoup de gisements, pour réduire l'influence des erreurs des mesures angulaires sur la position du point terminal, on choisit après quelques côtés du cheminement les points topométriques *E, M, F* (fig. 155) qui possèdent des vues l'un sur l'autre. Si on joint mentalement ces points entre eux, on aura le cheminement à grands côtés, dont les gisements peuvent être mesurés indépendamment de la mesure des autres angles du cheminement goniométrique. Ces points privilégiés sont appelés points d'o-

rientation du cheminement goniométrique, les autres points étant points intermédiaires.

Les points d'orientation augmentent considérablement la précision du cheminement goniométrique entre eux, car toute réduction du nombre d'angles entre les points terminaux du cheminement augmente sa précision.

g) Si en construisant le cheminement goniométrique, on choisit à côté de lui un point de base dont la position peut être déterminée par intersection directe, un tel point N (fig. 155) est appelé point latéral. Parfois au point latéral on construit «le cheminement isolé» Kl, qui ne se joint pas au point de base (de triangulation, de polygonation ou au nœud). Les intersections latérales, effectuées en même temps que la construction du cheminement goniométrique, sont avantageuses parce que, primo, ils donnent des points de base supplémentaires pour le levé et, secundo, ils servent de bon contrôle du travail sur tout le cheminement goniométrique. Il est surtout utile d'avoir de tels points à l'intérieur du polygone fermé, car ils réduisent la nécessité de mener des cheminements diagonaux à l'intérieur d'un tel polygone.

C'est la méthode d'intersections latérales des points de base, élaborée par le professeur A. Dournev, qui mérite l'attention. Soit à déterminer les coordonnées des points P_1, P_2... (fig. 156) suivant un certain tracé. Ces points sont choisis de façon que de chaque point on puisse voir l'autre (P_2, P_1) ainsi que les points latéraux M et M_1, N et N_1, repérés, par mesure des angles α et β. Si la longueur de la base AP_1 est connue, en utilisant les deux angles α et β dans chaque triangle formé AP_1M, AP_1M_1, ..., on peut résoudre successivement tous les triangles. Ceci fait, connaissant les coordonnées du point de station A, le gisement de la base AP_1, on peut transmettre les coordonnées initiales sur tous les points du tracé ainsi que sur tous les points latéraux. Ce procédé n'exige pas de mesures linéaires, la longueur de la base devant être connue.

h) Si le cheminement goniométrique adhère directement aux points du réseau de base géodésique ou s'il est «rattaché» à eux (§ 86), les coordonnées des points de ce réseau peuvent être transmises sur les points du cheminement goniométrique.

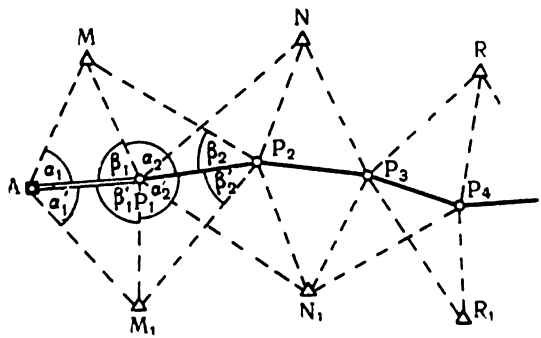


Fig. 156

§ 83. LEVÉ GONIOMÉTRIQUE

Il arrive en génie civil d'effectuer le levé des parcelles de terrain relativement petites. Pour les lever, il suffit souvent de tracer un seul polygone fermé, s'appuyant sur les sommets et les côtés duquel on peut lever tous les détails du terrain donné. Pour en lever les détails, et souvent afin de contrôler des mesures à l'intérieur de la parcelle, on recourt à la décomposition en triangles du terrain à lever.

La fig. 157 représente un terrain à lever sur lequel est construit un polygone fermé à bases *1—2—3 . . . 8—9*. Entre les points *4* et *9* de ce polygone passe le cheminement diagonal *9—10—4*, et pour rattacher le polygone au point *A* de la triangulation est construite la ligne polygonale *5—11 . . . 14—15* *. Comme l'on voit d'après le dessin, les points caractéristiques du contour du bosquet *b, c, d, e* sont levés par procédé polaire, le point de base *8* étant pris pour pôle, et le côté 8—9 pour l'axe polaire. Les angles polaires α_1, $\alpha_2 \ldots \alpha_4$ sont mesurés au théodolite et les distances *8—b, 8—c, 8—d, 8—e* au télémètre, dont est munie la lunette de l'instrument et à l'aide d'une mire (voir § 139). Les points *f, g, h* du lac sont levés par rapport à la base *7—8* par procédé des coordonnées rectangulaires en utilisant l'équerre et la roulette. Le point *i* est déterminé par intersection directe à partir de la base *6—7* en mesurant les angles horizontaux β_1 et β_2.

L'échelle du plan, établie au résultat du levé, a une importance considérable. La précision du levé détermine la précision nécessaire des mesures lors du levé. Pour des levés à grande échelle les longueurs des perpendiculaires ne doivent pas dépasser 4 m pour des plans au 1/1000 ; 6 m, pour des plans au 1/2000 et 10 mè-

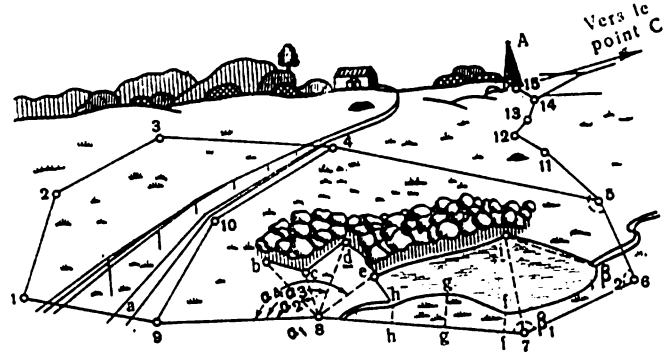


Fig. 157

* Si les côtés et les angles du polygone sont mesurés au moyen d'un théodolite, on effectue aussi le levé du galbe.

tres pour des plans au 1/5000. Ces longueurs peuvent être augmentées de 2,5 fois, si leurs contours ne sont pas distincts. La longueur limite du rayon-vecteur ou de la distance polaire lors du levé par procédé polaire doit être de 40 m (maximum) à l'échelle de 1/1000, 60 m à l'échelle de 1/2000 et 100 m à l'échelle de 1/5000. Si on lève des contours ayant des frontières vaguement déterminées, il est permis d'utiliser un télémètre. Les longueurs des rayons, déterminant le point d'intersection angulaire, doivent être de 100 m (maximum) à l'échelle de 1/1000; 150 m, à l'échelle de 1/2000 et 200 m à l'échelle de 1/5000. L'intersection est sûre si elle est obtenue sous un angle n'étant pas moins de 60° et pas plus de 120°.

Les résultats des mesures sont portés sur le croquis. Comme il a été indiqué dans le § 3, le croquis est un dessin schématique fait à la main au terrain. Le croquis est fait à une échelle arbitraire et il sert de document principal du levé, ainsi que de matériel de base pour l'établissement d'un plan.

Sur le croquis on fixe la position réciproque des points de base, des lignes et des objets levés avec tous les résultats numériques des mesures et les notes explicatives ; on indique la dénomination des terres, des localités, des bassins d'eau, etc. Le croquis se fait à la main et d'une manière tellement soignée, claire et précise qu'il soit compris par n'importe quel technicien. Il est défendu en établissant le croquis d'utiliser la gomme. Les notes portées par erreur doivent être biffées.

§ 84. TRAVAUX EXÉCUTÉS AU LEVÉ GONIOMÉTRIQUE

Le levé au théodolite comprend les opérations suivantes :

a) travaux préliminaires au bureau ;

b) reconnaissance et établissement du plan des travaux à effectuer ;

c) détermination et fixation des repères ;

d) mesures angulaires et linéaires dans les cheminements goniométriques ;

e) levé des détails ;

f) rattachement aux points du réseau de base géodésique ;

g) calculs et travaux graphiques.

Travaux préliminaires au bureau consistent à obtenir et à étudier la tâche prévue, à choisir le matériel cartographique ainsi que la littérature géographique et de référence dans le but de faire connaissance de la région où on va effectuer les travaux et établir un projet préliminaire et un plan des travaux à exécuter.

La région des travaux futurs examinée d'après la littérature ramassée, on doit déterminer les objets à étudier au terrain afin de dresser le plan d'examen du terrain.

Au cours de la reconnaissance du terrain, l'opérateur fait connaissance des objets à lever, constate la présence des points

du réseau géodésique d'Etat, fixe les frontières du terrain, choisit les sommets des polygones et les points topométriques, ainsi que les points dont les distances entre eux sont inaccessibles à une mesure directe, etc. La reconnaissance terminée, on établit un dessin schématique de la disposition des cheminements et un projet de réalisation des travaux de levé.

La détermination et la fixation des sommets du cheminement goniométrique sont effectuées par des piquets que l'on enfonce généralement à fleur de terre. Le centre est déterminé par une croix mise sur l'extrémité du piquet. Souvent, les points des cheminements goniométriques servent aussi de repères de nivellement ; dans ce cas, on utilise les tiges en fer fixées dans du béton ou les rails placés à 0,3 m plus bas que la profondeur de la congélation du sol. Si les points fixés à fleur de terre ne peuvent être déterminés par un autre piquet ou signal portant le numéro du point, afin de faciliter la recherche de tels points, il est recommandé de les marquer d'un cercle en cailloutis damé (à un rayon de 0,5 m autour du point).

Les mesures angulaires dans les cheminements goniométriques sont effectuées en une opération complète avec un théodolite à une précision de 30 secondes ou de 1 minute.

A la deuxième demi-opération, on mesure l'angle d'inclinaison de l'alignement (s'il dépasse 1°) dans le but de déterminer la projection horizontale. En ce qui concerne l'angle horizontal, on mesure à l'aide de la boussole du théodolite les azimuts ou les rhumbs magnétiques des côtés de l'angle, d'après lesquels on calcule l'angle servant de contrôle.

Il est recommandé de mesurer les côtés du cheminement goniométrique avec des télémètres de précision correspondante ou avec un ruban d'acier de 20 m dans les sens direct et inverse.

Pour lever le galbe du terrain directement à partir des points du cheminement goniométrique, on emploie les procédés indiqués dans le § 37. Les résultats des mesures angulaires et linéaires, ainsi que du levé des détails, sont portés sur les croquis et dans les carnets d'observations d'une manière requise. Tous les carnets doivent être signés par l'opérateur et régularisés respectivement.

§ 85. JALONNEMENT A L'AIDE D'UN THEODOLITE. DETERMINATION D'UNE DISTANCE INACCESSIBLE AVEC UN THEODOLITE ET UN RUBAN

Jalonnement. Soit à jalonner la distance *AB* (fig. 158). Ayant stationné le théodolite au-dessus du point *A*, on vise la croisée des traits du réticule de la lunette vers le pied du jalon fixé au point *B*. Après avoir calé l'alidade, on aligne successivement les autres jalons sur les deux premiers, effectuant le jalonnement « à soi ».

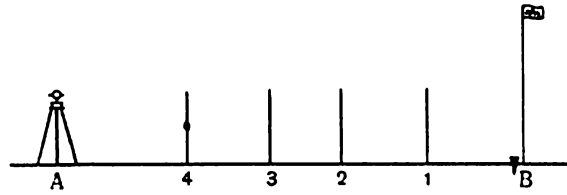


Fig. 158

Si on doit prolonger la ligne donnée *AB*, il faut procéder de la manière suivante. Le théodolite mis en station au point terminal *B* (fig. 159), on vise, à droite, vers le pied du jalon planté au point de station *A*. L'alidade calée, on effectue un simple retournement de la lunette (une rotation de 180°) et on plante le premier jalon dans la direction de l'axe de visée du théodolite. On répète ces mêmes opérations à une autre position de la lunette, c'est-à-dire la visée à gauche, et on plante le second jalon. Le point médian *C* entre les jalons *1* et *2* indique la direction recherchée.

S'il est nécessaire de stationner le théodolite dans l'alignement de la distance donnée *AB*, on résout ce problème par rapprochement successif du théodolite vers l'alignement (fig. 160). Ayant stationné

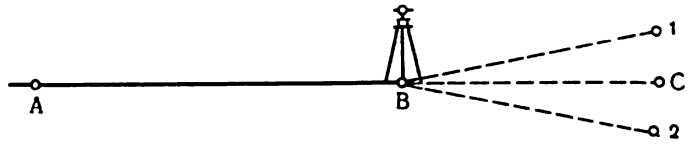


Fig. 159

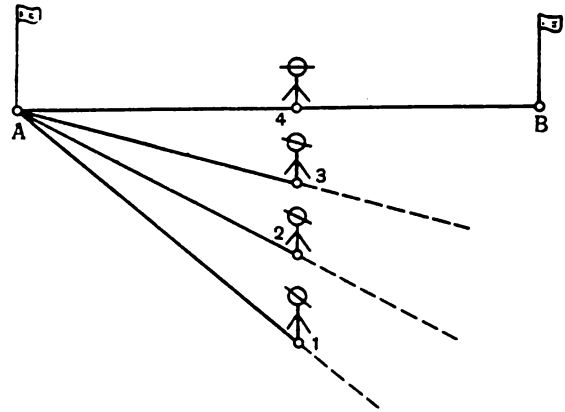


Fig. 160

le théodolite approximativement dans l'alignement, par exemple, au point *1*, on vise sur l'un des points terminaux, par exemple, sur *A*. Après avoir calé l'alidade, on retourne la lunette en faisant un demi-tour d'horizon, et d'après la position de la lunette, on détermine, s'il faut déplacer le théodolite pour que l'axe de visée de la lunette soit dirigé au point *B*. On déplace ainsi successivement le théodolite aux points *2*, *3* et *4* jusqu'à ce que l'axe de visée ne soit dirigé au point *B*, après une rotation de la lunette de 180° autour de son axe géométrique.

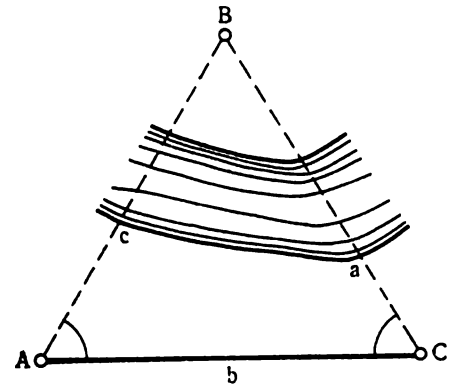


Fig. 161

Ce procédé est utilisé pour jalonner à l'aide d'un théodolite un alignement aux extrémités inaccessibles ou franchissant un obstacle (un mamelon, etc.).

Détermination d'une distance inaccessible. Soit à déterminer la ligne *AB* (fig. 161) qui traverse un cours d'eau. Dans ce but, sur la rive plate de la rivière est choisie la base *AC* de façon que le triangle *ABC* soit autant que possible équilatéral. La base *AB*-*b* est mesurée au moins deux fois avec un ruban d'acier, et on prend la moyenne arithmétique de ces résultats. Aux points *A* et *C*, on mesure les angles *BAC* et *BCA* en une opération complète. Etant donné un côté et deux angles à la base d'un triangle, on peut déterminer la distance inaccessible recherchée *AB* d'après les formules :

$$c = \frac{b}{\sin B} \sin C, \qquad (a)$$

$$a = \frac{b}{\sin B} \sin A. \qquad (b)$$

Ayant déterminé de (b) $\frac{b}{\sin B}$ et ayant porté cette valeur dans la formule (a), on obtient la formule de contrôle pour déterminer *c* :

$$c = \frac{a}{\sin A} \sin C. \qquad (c)$$

Les calculs d'après les formules (a), (b) et (c) sont effectués à l'aide des tables des logarithmes ou d'une machine comptable en

utilisant les tables des valeurs naturelles des fonctions logarithmiques. A l'heure actuelle les calculs logarithmiques cèdent la place aux calculs aux machines calculatrices et aux tables de valeurs naturelles des fonctions.

Si le triangle ABC n'est pas équilatéral et l'angle B opposé à la base est proche de 30°, on décompose le terrain en deux triangles, dont le côté commun représente la distance inaccessible recherchée. Les angles de tels triangles sont mesurés au moins au cours de deux opérations complètes à l'aide d'un théodolite. La distance inaccessible est déterminée par calcul des deux triangles. Si les deux résultats donnent un écart admissible ne dépassant pas le 1/1500 de la longueur à déterminer, leur moyenne arithmétique est prise définitive. Dans le cas d'un pont enjambant un cours d'eau, la distance inaccessible est déterminée au moyen de deux triangles, les points initial et terminal de cette distance étant fixés par des bornes en bois ou en béton armé ou par des tiges en acier enfoncés dans le béton. On peut aussi utiliser des poteaux de fixation de l'axe du pont.

§ 86. CAS SIMPLIFIÉS DE RATTACHEMENT DU CHEMINEMENT GONIOMÉTRIQUE AUX POINTS GÉODÉSIQUES ET AUX OBJETS LOCAUX

Examinons deux cas de rattachement les plus simples, lorsque le cheminement goniométrique adhère directement au point de triangulation ou de polygonation ou bien lorsqu'il est relié avec lui par l'intermédiaire d'un court cheminement goniométrique auxiliaire. Dans ces deux cas le rattachement se ramène à la mesure des angles contigus.

Ier c a s : le cheminement goniométrique se joint directement au point de triangulation ou de polygonation (voir fig. 155). Ayant mesuré les angles contigus φ_1 et φ_2 au point A et connaissant le gisement du côté AC, il n'est pas difficile de trouver le gisement du côté AQ du cheminement goniométrique d'après l'angle φ_1 et, pour le contrôle, d'après l'angle φ_2. Ayant obtenu les coordonnées du point fixe A, nous aurons toutes les données nécessaires au calcul des coordonnées de tous les points du cheminement goniométrique dans le système des coordonnées du point fixe. Ayant effectué un rattachement identique au point terminal du cheminement goniométrique, on obtiendra un contrôle sûr des mesures et des calculs du cheminement. S'il n'est possible de rattacher qu'un seul point du cheminement goniométrique, ce cheminement sera isolé.

Pour obtenir les coordonnées initiales, il faut effectuer le rattachement aux points de triangulation ou de polygonation d'un point quelconque au moins même dans le cas d'un polygone goniométrique fermé.

S'il y a un grand nombre de gisements, il faut augmenter la précision des mesures angulaires ou limiter la longueur du cheminement goniométrique.

Pour réduire l'influence des erreurs angulaires à la précision de la position de la ligne polygonale on effectue des calculs astronomiques de l'azimut vrai des côtés du cheminement. De règle, l'azimut vrai est déterminé aux extrémités des cheminements isolés et au milieu des longs cheminements.

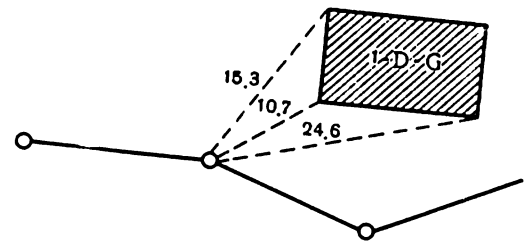


Fig. 162

Sur les tracés des voies de communication les azimuts vrais sont déterminés tous les 30 km au moins.

IIe cas : le cheminement goniométrique donné ou le polygone fermé n'adhère directement à aucun point fixe. Dans ce cas on mène un court cheminement goniométrique (voir fig. 157) à partir du point du cheminement goniométrique donné ou du polygone vers le point de triangulation. Ce problème se ramène, par conséquent, au cas précédent.

Comme dans le premier cas, on suppose que, outre les coordonnées du point fixe, on connaît encore le gisement à partir de ce point sur un autre point fixe quelconque.

Aux objets fixes du terrain le cheminement goniométrique est rattaché par le procédé des alignements. Le rattachement est effectué à des objets fixes du terrain, comme, par exemple, aux angles des bâtiments, aux bornes kilométriques, aux poteaux télégraphiques, etc. On fait en même temps le croquis.

La fig. 162 représente un croquis du rattachement du cheminement goniométrique aux angles d'un bâtiment. L'inscription 1-D-G indique que le bâtiment a un étage, qu'il est en bois et qu'il est habitable ; parfois sur le croquis est indiquée l'adresse du bâtiment.

§ 87. CHEMINEMENT DÉCLINÉ

Les polygones à la boussole complètent le plus souvent les polygones construits avec le théodolite là, où l'on n'exige pas de grande précision. Sur de petites parcelles du terrain la mesure des angles avec la boussole est employée indépendamment. Le polygone à la boussole est déterminé au terrain comme étant goniométrique. Le levé à la boussole est effectué dans le sens des aiguilles

d'une montre. Ayant choisi le point de station, par exemple, *A* (fig. 163), on y installe au-dessus une boussole (ou un théodolite muni d'une boussole) et on amène le plan du théodolite ou de la couronne de la boussole dans la position horizontale. Ensuite, on pointe la lunette du théodolite ou les pinnules de la boussole sur le jalon placé verticalement au point suivant *B* ; on libère l'aiguille aimantée et celle-ci étant calmée, on effectue la lecture et on obtient l'azimut a_1 ou le rhumb de la première ligne *AB*. La lecture est notée dans le carnet d'observations.

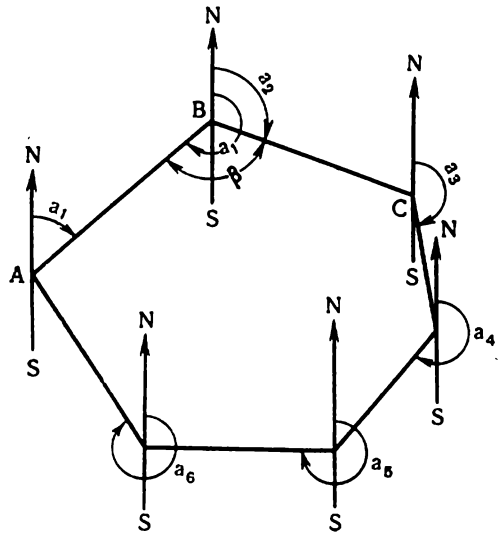


Fig. 163

Ayant enlevé la boussole, on la transporte au point suivant *B* et on mesure la première ligne *AB* avec un ruban d'acier de 20 m. On fait aussi un croquis sur lequel sont indiquées les intersections du ruban avec les routes, les ruisseaux, certaines terres, etc.

En construisant les polygones à la boussole, il est parfois utile d'employer le télémètre (voir § 139). La mesure des alignements doit être effectuée dans les sens direct et inverse.

Afin de contrôler le point *B*, on mesure non seulement l'azimut direct a_2 ou le rhumb de la deuxième ligne *BC*, mais aussi l'azimut inverse a_1, ou le rhumb inverse de la première ligne *BA*. L'écart entre les azimuts directs et inverses ne doit pas dépasser $180° \pm 0°,5$, et entre les rhumbs $\pm 0°,5$, qui à cause de la petitesse de rapprochement des méridiens peuvent être estimés parallèles entre eux.

S'il faut accélérer le levé, on place la boussole tous les deux points, mesurant l'azimut inverse de la ligne précédente et l'azimut direct de la ligne suivante. Mais dans ce cas, il n'y aura plus de contrôle des mesures des azimuts ou des rhumbs de chaque côté. Les directions et les longueurs des alignements des cheminements intérieurs sont déterminées de la même manière que celles des alignements des polygones limitant le terrain. Le levé du galbe est exécuté par les mêmes procédés que le levé à la base des polygones goniométriques.

CHAPITRE XIV

TRAVAUX AU BUREAU AU LEVÉ GONIOMÉTRIQUE

§ 88. TRAITEMENT DES RÉSULTATS DE MESURES CONIOMÉTRIQUES

Les travaux au terrain terminés, on possède un carnet géodésique d'observations et un croquis. Ces documents servent de matériel de base pour l'établissement du plan.

Supposons que le levé goniométrique a été effectué à la base d'un réseau de polygones indépendant. L'orientation d'un tel réseau de polygones se fait généralement ou bien d'après le méridien magnétique, si le réseau n'a pas été rattaché aux points de triangulation, ou bien d'après le méridien axial, si le réseau a été rattaché aux points dont les coordonnés sont données dans le système zonal. Dans le premier cas nous nous représenterons à tous les sommets des polygones (fig. 164) des méridiens magnétiques qui, à cause de la petitesse de rapprochement des méridiens, peuvent être estimés parallèles entre eux. Dans le second cas, on considérera ces mêmes alignements comme étant des directions, parallèles au méridien axial de la zone donnée. Dans le premier cas les directions des côtés du polygone seront déterminées par les azimuts magnétiques ou les rhumbs magnétiques ; dans le second cas, par les gisements ou les rhumbs axiaux. L'azimut magnétique initial de la base AB du polygone doit être mesuré avec la boussole dans le premier cas ; dans le second cas l'angle correspondant sera un gisement et il sera trouvé au résultat du rattachement.

Tous les rapports que l'on établira ultérieurement pour les gisements et les rhumbs axiaux, seront appliqués aussi pour les azimuts magnétiques et les rhumbs, si on néglige le rapporchement des méridiens.

Soient les projections horizontales *A*, *B*, *C*, *D*, *E*, *P*, *Q*, *R* (fig. 164) des points du terrain composant un système de deux polygones. Lors de la construction de ces polygones sur le papier sous forme réduite et semblable, on représente d'abord le polygone extérieur *ABCDE* limitant le terrain donné, puis on mène les cheminements intérieurs,

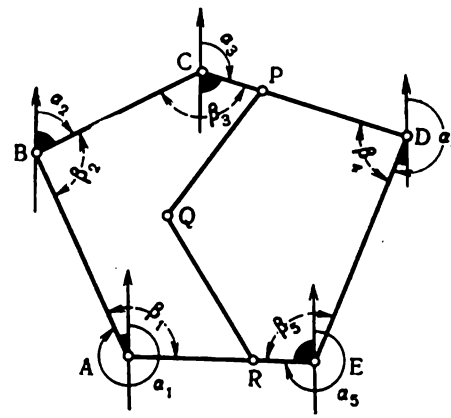


Fig. 164

par exemple, *PQR*, qui divisent ce polygone en parties. Soit d — la longueur des projections horizontales des côtés des polygones; β — les projections horizontales des angles entre eux; α — les gisements des côtés; r — leurs rhumbs. Avec cela l'angle β est un angle interne se trouvant à droite du cheminement; le côté donné du polygone le forme avec le côté précédent.

Généralement, par mesures directes sur le terrain on n'a que pour chaque côté du polygone les valeurs d et β, et seulement pour l'un d'eux est déterminé le gisement ou l'azimut magnétique ou bien le rhumb. Les gisements et les rhumbs des autres côtés sont obtenus par calculs basant sur les rapports entre les gisements et les angles du polygone. L'accumulation des erreurs inévitables des mesures fait naître des divergences entre les résultats pratiques et les conclusions théoriques, appelés écarts de fermeture. Au cours du traitement des résultats les écarts de fermeture doivent être éliminés, car les polygones doivent être, comme l'on dit, compensés.

Le traitement des résultats des mesures obtenues au levé goniométrique comprend les opérations suivantes:

a) traitement des mesures angulaires et calcul des gisements et des rhumbs des côtés;

b) calcul des projections horizontales des côtés;

c) calcul des coordonnées des sommets des polygones.

§ 89. TRAITEMENT DES MESURES ANGULAIRES ET CALCUL DES GISEMENTS DES CÔTÉS

Traitement des angles d'un polygone fermé. La somme théorique S_t de tout polygone plan est égale à $180°(n-2)$, n étant le nombre d'angles du polygone. Soit la somme pratique S_p des angles mesurés β du polygone fermé *ABCDE* (fig. 164) est égale à $\Sigma\beta$.

La différence $S_p - S_t$ est appelée écart angulaire du polygone; désignant-le par f_β, on a:

$$f_\beta = \Sigma\beta - 180^\circ(n-2).$$

Ayant obtenu l'écart angulaire, il faut, avant tout, déterminer s'il soit admissible. Si l'on mesure les angles à l'aide d'un théodolite dont erreur moyenne quadratique = 1 minute en une opération complète, l'erreur limite de l'angle peut être estimée égale à $\pm 1',5$ (voir § 79). A cette condition l'erreur limitée de la somme de n angles sera évidemment:

$$\lim. f_\beta = \pm 1',5\sqrt{n}. \qquad \text{(XIV.1)}$$

Fig. 165

Pour un théodolite de précision (e. m. q. = 30″), on considère la lim. $f_\beta = \pm 45'' \sqrt{n'}$ (XIV.2). Les formules (XIV.1) et (XIV.2) peuvent être réunies, et on aura : lim. $f_\beta = \pm 1{,}5\, t \sqrt{n}$, t étant la précision du vernier.

Si l'écart angulaire obtenu est égal ou est moindre que l'écart limite, on le considère admissible. Dans ce cas, on doit compenser les angles du polygone en répartissant l'écart également sur tous les angles, introduisant dans les angles les corrections dont le signe est inverse à celui de l'écart de fermeture. Si l'écart est considérablement plus petit que l'admissible, on ne le répartit que sur les angles à courts côtés.

Rapport entre les gisements et les angles du polygone. Soit le gisement α_0 de la base du cheminement goniométrique AB (fig. 165). Les angles $\beta_1, \beta_2, \ldots \beta_n$, se trouvant à droite du cheminement à partir de A vers B, sont mesurés au théodolite. Il faut trouver les gisements $\alpha_1, \alpha_2, \ldots \alpha_n$ des autres côtés du cheminement.

En vertu du rapport entre les gisements directs et inverses (§ 14), on peut écrire :

$$\begin{aligned}
&\alpha_1 + \beta_1 = \alpha_0 + 180°,\\
&\alpha_2 + \beta_2 = \alpha_1 + 180°,\\
&\cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\\
&\alpha_n + \beta_n = \alpha_{n-1} + 180°,
\end{aligned}$$

d'où

$$\left.\begin{aligned}
\alpha_1 &= \alpha_0 + 180° - \beta_1\\
\alpha_2 &= \alpha_1 + 180° - \beta_2\\
&\cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\\
\alpha_n &= \alpha_{n-1} + 180° - \beta_n
\end{aligned}\right\}. \qquad \text{(XIV.3)}$$

Le gisement de l'alignement suivant est égal au gisement de l'alignement précédent plus 180° moins l'angle se trouvant à droite du cheminement.

Négligeant le rapprochement des méridiens, on peut dire que *l'azimut de l'alignement suivant est égal à l'azimut de l'alignement précédent plus 180° moins l'angle se trouvant à droite du cheminement.* Pour obtenir la formule de contrôle, on substitue dans la seconde expression des formules (XIV.3) la valeur α_1 de la première expression, et on a :

$$\alpha_2=\alpha_0+2\cdot 180^\circ-(\beta_1+\beta_2).$$

Continuant la substitution analogique, on obtient :

$$\alpha_n=\alpha_0+n\cdot 180^\circ-(\beta_1+\beta_2+\ldots+\beta_n),$$

ou

$$\alpha_n-\alpha_0=n\cdot 180^\circ-\sum\beta,$$

ou, finalement,

$$\alpha_0-\alpha_n=\sum\beta-n\cdot 180^\circ. \qquad \text{(XIV.4)}$$

Cette formule peut servir de formule contrôlant le calcul des gisements d'après les angles compensés.

Ecart angulaire du cheminement goniométrique. Si dans la formule (XIV.4) on substitue la somme des angles corrigés par la somme des angles mesurés $\sum\beta_p$, cette formule permettra de déterminer l'écart f_β des angles mesurés du cheminement goniométrique, si les gisements α_0 et α_n des côtés initial et terminal du cheminement sont connus. Il est facile de remarquer que dans ce cas

$$\sum\beta_p-n\cdot 180^\circ-(\alpha_0-\alpha_n)=f_\beta \qquad \text{(XIV.5)}$$

Parfois les gisements sont calculés selon les angles se trouvant à gauche du cheminement à partir de A vers B (fig. 165). Ayant désigné ces angles par $\lambda_1, \lambda_2, \ldots \lambda_n$, on aura :

$$\beta_1=360^\circ-\lambda_1$$
$$\beta_2=360^\circ-\lambda_2$$
$$\ldots\ldots$$
$$\beta_n=360^\circ-\lambda_n.$$

Substituant ces valeurs dans les formules (XIV.3), on a :

$$\left.\begin{aligned} \alpha_1 &= \alpha_0 - 180° + \lambda_1 \\ \alpha_2 &= \alpha_1 - 180° + \lambda_2 \\ &\cdots\cdots\cdots \\ \alpha_n &= \alpha_{n-1} - 180° + \lambda_n \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(XIV.6)}$$

D'où, identiquement au calcul donné ci-dessus, on a :

$$\alpha_n = \alpha_0 - n \cdot 180° + \sum\lambda$$

ou

$$\alpha_n - \alpha_0 = \sum\lambda - n \cdot 180°. \qquad \text{(XIV.7)}$$

Si $\sum\lambda_n$ est la somme pratique des angles à gauche du cheminement, l'écart angulaire sera :

$$f_\beta = \sum\lambda_n - n \cdot 180° - (a_n - \alpha_0). \qquad \text{(XIV.8)}$$

Calcul des gisements des côtés. Après la compensation des angles des polygones, on calcule les gisements des côtés. Généralement on calcule d'abord les gisements des côtés du polygone extérieur *ABCDE* (fig. 166), puis les gisements des cheminements intérieurs, par exemple, *PQR*. Le calcul est effectué d'après les angles compensés.

Les compensations des angles mesurés, sur la fig. 166, sont indiquées entre parenthèses.

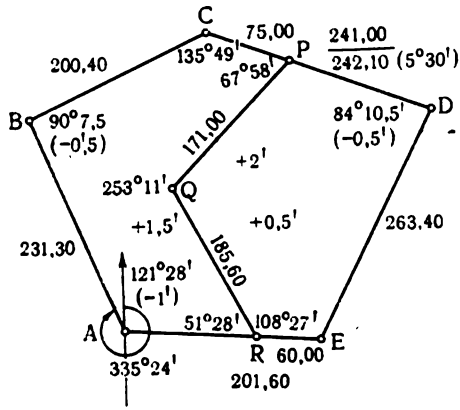


Fig. 166

Soit pour l'alignement *AB* (fig. 166) le gisement $\alpha_1 = 335°24'$. En vertu des rapports connus, on a :

Pour l'alignement *BC* ... $\alpha_2 = \alpha_1 + 180° - \beta_2 = 335°24' + 180° - 90'7° = 65°17'$.

» » *CD* ... $\alpha_3 = \alpha_2 + 180° - \beta_3 = 65°17' + 180° - 135°49' = 109°28'$.

» » *DE* ... $\alpha_4 = \alpha_3 + 180° - \beta_4 = 109°28' + 180° - 84°10' = 205°18'$.

» » *EA* ... $\alpha_5 = \alpha_4 + 180° - \beta_5 = 205°18' + 180° - 108°27' = 276°51'$.

» » *AB* ... $\alpha_1 = \alpha_5 + 180° - \beta_1 = 276°51' + 180° - 121°27' = 335°24'$.

On continue le calcul des gisements dans le polygone fermé jusqu'à ce que l'on obtienne le gisement initial de la ligne *AB*, ce qui sert de contrôle de l'exactitude des calculs. Si lors du calcul des angles le plus grand nombre est plus petit que le nombre à soustraire, on ajoute 360° au plus grand nombre. Si on obtient un gisement plus grand que 360°, on soustrait 360°.

Pour calculer les gisements des côtés du cheminement diagonal *PQR*, on prend le gisement de l'alignement *CD* (fig. 166) du polygone principal comme l'initial. Le gisement de l'alignement *PQ* sera alors :

$$109°28' + 180° - 67°58' = 221°30',$$

et de l'alignement *QR* :

$$221°30' + 180° - 253°11' = 148°19'.$$

Pour le contrôle, calculons le gisement de l'alignement *EA* :

$$148°19' + 180° - 51°28' = 276°51'.$$

Comparant le gisement obtenu de l'alignement *EA* avec celui qui a été obtenu ci-dessus, on conclut que le calcul effectué est exact. D'après le gisement calculé il est facile de trouver le rhumb correspondant (voir fig. 164).

§ 90. CALCUL DES PROJECTIONS HORIZONTALES DES CÔTÉS DES POLYGONES. TABLE DES CALCULS DE GISEMENTS, RHUMBS ET PROJECTIONS HORIZONTALES DES CÔTÉS

Si lors de la mesure des longueurs des côtés des polygones on a mesuré les angles d'inclinaison vers l'horizon, il faut absolument calculer les projections horizontales de ces côtés (voir § 52). La fig. 166 indique que la longueur 242,10 du côté *CD* a été mesurée sous un angle d'inclinaison vers l'horizon de 5°30'.

Les grandeurs mesurées directement et les résultats du traitement des mesures angulaires et linéaires sont portés dans la table 12.

Table 12

№ ou dénomination du point	Angle mesuré		Angle corrigé β		Gisement α		Rhumb axial r			Longueur d de la projection horizontale du côté (m)
	°	′	°	′	°	′	dénomination	°	′	
Polygone principal *ABCDE*										
A	121	28	121	27						
					335	24	NO	24	36	231,30
B	90	7,5	90	7						
					65	17	NE	65	17	200,40
C	135	49	135	49						
					109	28	SE	70	32	241,00
D	84	10,5	84	10						
					205	18	SO	25	18	263,40
E	108	27	108	27						
A					276	51	NO	83	9	201,60
Cheminement diagonal *PQR*										
P	67	58	67	58						
					221	30	SO	41	30	171,00
Q	253	11	253	11						
					148	19	SE	31	41	185,00
R	51	28	51	28						

Dans cette table les angles du polygone sont notés en face des dénominations des points correspondants et les données, se rapportant aux côtés des polygones (gisements, rhumbs et longueurs des côtés), entre les dénominations des sommets correspondants.

§ 91. CONSTRUCTION DES POLYGONES, CONNAISSANT LES RHUMBS ET LES LONGUEURS DES COTES

Lors de la construction des polygones on porte d'abord le polygone extérieur, puis les cheminements intérieurs. Utilisant les valeurs de d et r de la table 12, procédons à la construction du polygone *ABCDE* (fig. 166) à une certaine échelle, par exemple, au 1/2000 (20 m pour 1 cm). Traçons parallèlement au bord de la feuille la direction NS (fig. 167) et considérons-la comme direction du méridien. Choisissons le premier sommet *A* arbitrairement, mais de telle manière que tout le polygone soit disposé sur la feuille de papier donnée. Par le point *A* à l'aide d'un rapporteur, d'une règle

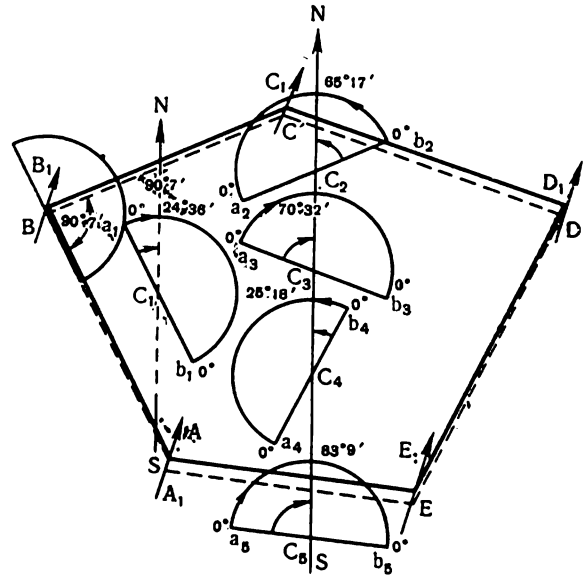


Fig. 167

et d'un triangle menons l'alignement AB sous le rhumb NO = 24°36′. Ayant rapporté sur elle à l'aide d'un compas et à l'échelle choisie le tronçon égal à 231,30 m, on obtient le point B. Du point B on doit partir sous le rhumb NE = 65°17′, l'alignement BC, égal à 200,40 m. Ayant construit cette direction et après avoir obtenu le point C, on construit ultérieurement de la même manière tous les autres côtés et les points du polygone. Menant par le dernier point E la direction EA_1, correspondant au dernier rhumb calculé NS = 83°9′, portons sur elle le côté du polygone EA_1 de 201,60 m de longueur. A cause des erreurs inévitables dans la construction, il se peut que le polygone ne se ferme pas, c'est-à-dire le point terminal de l'alignement EA_1 ne coïncide pas avec le point A. L'écart de fermeture du polygone est déterminé par la longueur de la droite AA_1, appelée écart de fermeture. Si le rapport de l'écart de fermeture au périmètre du polygone ne dépasse pas 1/200e, on le considère admissible et le polygone peut être compensé.

Compensation d'un polygone. Dans le cas d'un écart de fermeture admissible, il faut le répartir de façon qu'on obtienne en définitive un polygone fermé. Dans ce but existent plusieurs procédés. Le plus répandu d'eux est appelé procédé de compensation des longueurs. Employons ce procédé dans le but de répartir l'écart AA_1 (fig. 167), dont la dimension sera prise quelque peu exagérée par rapport à la dimension admissible afin de montrer sa répartition avec plus d'évidence. Soit l'écart AA_1

égal à 9 m. Pour répartir l'écart, menons par les sommets du polygone B, C, D et E les droites BB_1, CC_1, DD_1 et EE_1 parallèles à l'écart AA_1. La position réelle du point de départ devant être non pas au point A_1, mais au point A, évidemment tous les autres sommets B, C, D et E, obtenus lors de la construction du polygone, doivent être déplacés dans le même sens dans lequel est déplacé le point de départ de la position A_1 à celle de A. Sur la fig. 167 les directions du déplacement des points sont indiquées par des flèches. Pour déterminer la grandeur de déplacement de chaque point, on raisonne de la manière suivante : en construisant un polygone entier dont le périmètre est égal à 1137,70 m ou 11,4 centaines de mètres, on a erreur $AA_1=9$ m, ou bien en moyenne sur chaque centaine de mètres du périmètre on a 9 m : 11,4=0,8 m d'erreur. Supposons aussi que l'erreur s'accumule à partir du point de départ A proportionnellement à la longueur du cheminement fait jusqu'au point donné. Ainsi, par exemple, le déplacement BB_1 de l'alignement AB de longueur 231,30 m=2,3 centaines de mètres sera : 0,8 m×2,3=1,8 m. Le déplacement du point C, éloigné de A à une distance de 431,70=(231,30+200,40) m, sera égal à 0,8 m×4,3=3,4 m, etc. Enfin, le point A_1 devra être rapporté évidemment à la longueur de tout l'écart de fermeture, c'est-à-dire 0,8 m×11,4≈9 m.

Procédé graphique de la compensation. Les grandeurs de déplacement des sommets du polygone lors de sa compensation peuvent être déterminées graphiquement. Dans ce but, on trace une droite (fig. 168) et on porte sur elle à une échelle arbitraire à partir du point O, la longueur OA, égale au périmètre du polygone, c'est-à-dire 1138 m. Sur la perpendiculaire, menée du point A, on porte la grandeur de l'écart de fermeture AA_1 à l'échelle du plan. Les points O et A_1 sont joints. Pour obtenir le déplacement, par exemple, du point D, il faut marquer à partir du point O la somme des longueurs AB, BC et CD et élever la perpendiculaire DD_1 au point D. Cette perpendiculaire sera égale à la longueur du déplacement du point D, ce qui résulte de la conformité des triangles OAA_1 et ODD_1.

Construction du cheminement diagonal. La construction du cheminement diagonal est analogue à la construction du polygone. D'abord on trouve la position des points P et R (fig. 166) sur les côtés CD et EA du polygone principal. Le point P est obtenu en rapportant sur l'alignement CD à l'échelle le

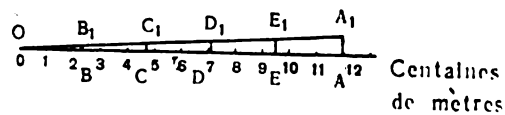


Fig. 168

segment $CP=75{,}00$ m, et le point R, en rapportant sur l'alignement EA le segment $ER=60{,}00$ m. Les directions PQ et QR sont construites à l'aide du rapporteur, du triangle et de la règle de la même manière que les alignements du polygone principal. Du point P, on mène l'alignement PQ sous le rhumb SO$=41°30'$ et, rapportant 171,00 m, on obtient le point Q. Par ce point est mené l'alignement QR sous le rhumb SE$=31°41'$ de 185,60 m de longueur. Il peut se trouver que le point terminal de l'alignement QR ne coïncide pas avec le point R. S'il est admissible, l'écart de fermeture obtenu est éliminé par le procédé de compensation des longueurs. Avec cela les points P et R ne sont pas déplacés, seul le point Q étant déplacé. Lors de la construction du cheminement diagonal l'écart de fermeture est admissible s'il ne dépasse pas $1/100^e$ de la longueur du cheminement.

§ 92. PROBLÈMES GÉODÉSIQUES DIRECT ET INVERSE

Problème géodésique direct. En géodésie il arrive souvent de transmettre les coordonnées d'un point à l'autre. Connaissant les coordonnées initiales du point donné, sa distance horizontale jusqu'à l'autre point et la direction de l'alignement reliant les deux points (azimut, gisement ou rhumb), on peut déterminer les coordonnées du deuxième point. La question étant ainsi posée, la transmission des coordonnées est appelée problème géodésique direct. Ce problème représente de grandes difficultés lors du calcul de ses points disposés sur la sphéroïde ; pour les points, disposés sur plan, ce problème se résout de la manière suivante.

Soit AB (fig. 169) l'un des côtés du polygone, dont on connaît sa projection horizontale d et le gisement α. Les coordonnées du point A (x_1, y_2) sont données. Il faut trouver les coordonnées du deuxième point B (x_2, y_2). Directement de la fig. 169 on a :

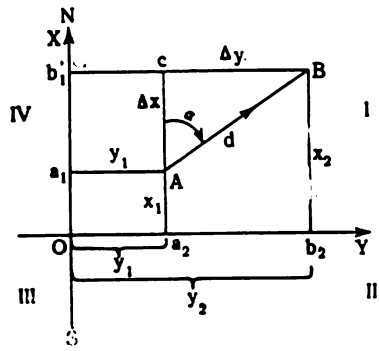


Fig. 169

$$\left.\begin{aligned} x_2-x_1&=\Delta x\\ y_2-y_1&=\Delta y \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(XIV.11)}$$

Les différences Δx et Δy des coordonnées des points ultérieur et précédent sont appelées contenances des coordonnées. Ils représentent la projection du segment AB sur l'axe des coordonnées. Du triangle rectangle ABC, on a :

$$\left.\begin{aligned} \Delta x&=d\cos\alpha\\ \Delta y&=d\sin\alpha \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(XIV.12)}$$

d étant toujours un nombre positif, les signes des contenances des coordonnées Δx et Δy dépendent des signes cos α et sin α. Pour différentes valeurs des angles α les signes Δx et Δy peuvent être représentés par la table suivante 13.

Table 13

Contenances	Quartier de cercle dans lequel l'alignement est dirigé			
	I ou NE	II ou SE	III ou SO	IV ou NO
Δx . . .	+	−	−	+
Δy . . .	+	+	−	−

A l'aide du rhumb les contenances des coordonnées sont calculées d'après les formules :

$$\left.\begin{aligned} \Delta x &= d \cos r \\ \Delta y &= d \sin r \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(XIV.13)}$$

et les signes des contenances sont donnés suivant la dénomination du rhumb.

Ayant calculé, d'après les expressions (XIV.12) ou (XIV.13) les contenances des coordonnées, on trouve d'après (XIV.11) les coordonnées recherchées de l'autre point :

$$\left.\begin{aligned} x_2 &= x_1 + \Delta x \\ y_2 &= y_1 + \Delta y \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(XIV.14)}$$

Ce procédé permet de trouver les coordonnées d'un nombre quelconque de points d'après la règle déterminée par la formule (XIV.14) : « la coordonnée du point ultérieur est égale à celle du point précédent plus la contenance correspondante ».

Le problème géodésique inverse consiste à trouver la longueur et la direction (rhumb) de la droite AB d'après les données des coordonnées des points A et B (fig. 169). Si, par exemple, il faut effectuer d'après l'alignement AB la percée à travers un bois ou un tunnel dans la montagne, ayant calculé la longueur et la direction de l'alignement AB d'après les coordonnées des points A et B, on peut mener la direction exigée avec assurance et la précision nécessaire. Dans ce but, ayant les coordonnées des points A (x_1, y_1) et B (x_2, y_2), on trouve d'après les expressions (XIV.11) les contenances des coordonnées Δx et Δy, et des égalités (XIV.12) et (XIV.13) — leur rapport :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\Delta y}{\Delta x}, \qquad \text{(XIV.15)}$$

$$\operatorname{tg} r = \frac{\Delta y}{\Delta x}. \qquad \text{(XIV.16)}$$

D'après la formule (XIV.15), on trouve la valeur de l'angle α, et d'après les signes des contenances on détermine le quartier, dans lequel il se dispose, et la dénomination du rhumb, calculé d'après la formule (XIV.16). Ayant trouvé α et r, on calcule deux fois (pour le contrôle) la distance d à l'aide des formules (XIV.12) ou (XIV.13) :

$$d = \frac{\Delta x}{\cos \alpha} = \frac{\Delta y}{\sin \alpha}, \qquad \text{(XIV.17)}$$

$$d = \frac{\Delta x}{\cos r} = \frac{\Delta y}{\sin r}. \qquad \text{(XIV.18)}$$

On peut calculer la distance d d'après la formule :

$$d = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}. \qquad \text{(XIV.19)}$$

Les formules, déduites dans le présent paragraphe, donnent la possibilité à calculer les contenances des coordonnées pour tous les côtés du polygone. Dans la pratique ces calculs se font à l'aide des tables spéciales des contenances des coordonnées rectangulaires ou à l'aide des tables de logarithmes ou bien à l'aide des tables des valeurs naturelles des fonctions trigonométriques, utilisant dans ce but les machines calculatrices. Jusqu'à l'heure actuelle on tâchait de réduire les formules à la forme logarithmique. A présent, en rapport avec la mécanisation des opérations calculatrices les formules doivent être accommodées à résoudre les problèmes à l'aide des calculateurs et des tables des valeurs naturelles des fonctions. Ainsi, par exemple, les formules (XIV.17) et (XIV.18) doivent être réduites dans ce but à la forme :

$$d = \Delta x \cdot \sec \alpha = \Delta y \cdot \operatorname{cosec} \alpha$$

et

$$d = \Delta x \cdot \sec r = \Delta y \cdot \operatorname{cosec} r.$$

En employant la machine comptable ces formules augmentent le rendement du travail de 25% environ en comparaison avec les formules (XIV.17) et (XIV.18), et les calculs seront plus précis, car les sec α et cosec α ont beaucoup plus de chiffres significatifs que les sin α et cos α à un même nombre de dixièmes de ces fonctions.

§ 93. COMPENSATION DES CONTENANCES DES COORDONNEES

En géométrie on sait que la somme des projections des côtés d'un polygone fermé sur tout axe est égale à zéro ; par conséquent, théoriquement on doit avoir :

$$\sum \Delta x = 0 \text{ et } \sum \Delta y = 0.$$

Cependant dans la pratique $\sum \Delta x$ et $\sum \Delta y$ ne sont pas égaux à zéro, mais à des grandeurs quelconques f_x et f_y, c'est-à-dire

$$\sum \Delta x = f_x \text{ et } \sum \Delta y = f_y.$$

Les grandeurs f_x et f_y sont appelées écarts des contenances des coordonnées : f_x d'après l'axe des abscisses et f_y d'après l'axe des ordonnées.

Sous l'influence des erreurs de mesures le polygone fermé est obtenu comme s'il était ouvert à une grandeur $AA' = f$ (fig. 170). La grandeur $AA' = f$ est appelée écart de fermeture du périmètre du polygone. Les projections de la droite AA_1 sur l'axe des coordonnées représentent géométriquement les écarts des contenances des coordonnées f_x et f_y. De la fig. 170 on voit que

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}, \qquad \text{(XIV.20)}$$

P étant le périmètre du polygone, le rapport $\frac{f}{P}$ est appelé écart de fermeture relatif du périmètre. Généralement l'écart de fermeture relatif est représenté par une fraction ayant 1 au numérateur, c'est-à-dire :

$$\frac{f}{P} = \frac{1}{\frac{P}{f}} = \frac{1}{N}.$$

L'écart de fermeture relatif admissible du périmètre d'un polygone dépend de la précision du cheminement goniométrique. Si on mesure l'alignement avec un ruban d'acier de 20 mètres et les angles avec un théodolite dont erreur moyenne quadratique = 1 minute en une opération complète, à des con-

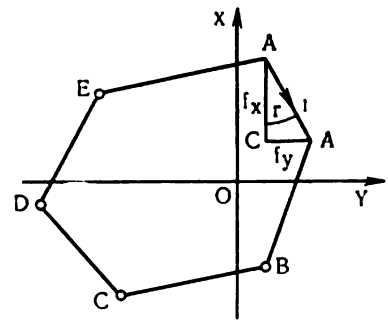


Fig. 170

ditions favorables de mesures, l'écart de fermeture relatif ne doit pas dépasser 1/2000e du périmètre, à des conditions moyennes 1/1500e et à des conditions défavorables 1/1000e.

Dans les cas lorsqu'on a obtenu un écart de fermeture du périmètre inadmissible, il faut vérifier les notes faites dans les carnets ainsi que les calculs. Si l'erreur n'est pas découverte, il faut effectuer une vérification au terrain. Pour déterminer précisément où, à quel endroit il faut chercher la faute, il faut avoir en vue que si la grave erreur a été admise dans la longueur de l'alignement, l'écart de fermeture est parallèle à l'alignement dans lequel la faute a été faite. D'après les écarts des contenances, on peut déterminer la direction de l'écart des fermetures du périmètre :

$$\operatorname{tg} r = \frac{f_y}{f_x}. \qquad \text{(XIV.21)}$$

Ayant déterminé le gisement de l'écart de fermeture d'après le rhumb, il faut trouver dans la table des calculs le côté ayant un gisement proche du gisement de l'écart de fermeture ou différent de lui de 180°.

Si l'écart de fermeture du périmètre est admissible, on compense les contenances. Le procédé simplifié consiste à répartir l'écart de fermeture des contenances des coordonnées sur toutes les contenances calculées proportionnellement aux longueurs des côtés, et on introduit les corrections correspondantes dans les contenances calculées avec un signe inverse au signe de l'écart de fermeture. Cela fait, la somme des contenances doit être égale à zéro, c'est-à-dire $\sum \Delta x = 0$ et $\sum \Delta y = 0$.

D'après les contenances compensées, on calcule les coordonnées des sommets du polygone selon la règle exprimée par la formule (XIV.14). Dans ce but il faut avoir des coordonnées initiales. On les obtient soit par compensation aux points de triangulation ou de polygonation, soit en les choisissant arbitrairement.

§ 94. TRAITEMENT DES RÉSULTATS DE MESURES DU CHEMINEMENT DIAGONAL

L'écart de fermeture angulaire du cheminement diagonal peut être obtenu d'après la formule (XIV.5). Un tel procédé de détermination de ces écarts est employé dans les cas lorsque le cheminement goniométrique est limité par des points et des gisements fixes. Si on traite un réseau de polygones fermés libres, c'est-à-dire non compensés ou compensés seulement en un point, la compensation des angles de tous les polygones s'effectue en commun.

De la formule (XIV.14) il résulte que si les points $P(x_p, y_p)$ et $R(x_r, y_r)$ du cheminement diagonal PQR (fig. 166) sont fixes, et

les contenances des coordonnées Δx_{pq}, Δy_{pq}, Δx_{qr}, Δy_{qr} compensées, on a :

$$x_r = x_p + \Delta x_{pq} + \Delta x_{qr} = x_p + \sum \Delta x ;$$
$$y_r = y_p + \Delta y_{pq} + \Delta y_{qr} = y_p + \sum \Delta y ;$$

ou

$$\left.\begin{aligned} x_r - x_p &= \sum \Delta x \\ y_r - y_p &= \sum \Delta y \end{aligned}\right\} . \qquad \text{(XIV.22)}$$

Si dans les formules (XIV.22) sont substituées les contenances calculées, on obtient, ayant désigné les sommes de telles contenances par $\Sigma \Delta x_c$ et $\Sigma \Delta y_c$:

$$\left.\begin{aligned} \sum \Delta x_c - (x_r - x_p) &= f_x \\ \sum \Delta y_c - (y_r - y_p) &= f_y \end{aligned}\right\} , \qquad \text{(XIV.23)}$$

f_x et f_y étant les compensations des écarts de fermeture des coordonnées du cheminement diagonal.

Qu'il soit convenu, selon (XIV.23), qu'en déterminant les écarts de fermeture on soustrait du résultat obtenu ce qu'il doit y avoir ; alors les compensations des contenances des coordonnées calculées doivent être introduites avec un signe inverse au signe de l'écart de fermeture, comme dans le cas du polygone fermé. Si le polygone principal est décomposé par les cheminements diagonaux en plusieurs polygones, la compensation des contenances des coordonnées est faite généralement ensemble pour le polygone principal et pour tous les cheminements diagonaux.

§ 95. MÉTHODE DES CALCULS DE CONTENANCES. TABLE DE CALCULS DES COORDONNÉES

Il y a de différentes tables de contenances des coordonnées rectangulaires. Dans les tables des contenances des coordonnées de Gauss sont donnés les produits du cosinus et du sinus des angles à partir de 0° jusqu'à 90° toutes les 1′ pour 10, 20, 30, etc. jusqu'à 90 m. Chaque feuille des tables est divisée par un trait en deux moitiés : l'inférieure et la supérieure. Comme les produits des dixièmes et des centièmes de mètre par les cosinus et les sinus de différents angles dans les limites de variation de ces derniers de 0′ jusqu'à 30′ et de 30′ jusqu'à 60′ donnent les mêmes résultats avec une précision allant jusqu'aux centièmes, ces produits, exprimés en centimètres, sont notés dans des tables particulières, appelées « corrections des dixièmes et des centièmes de mètre ». Si pour obtenir les contenances avaient été choisis les nombres de

la moitié supérieure de la feuille, il faut se servir des tables supérieures des corrections ; dans le cas contraire, des tables inférieures. Au milieu entre ces deux tables sont données « les tables des corrections des dixièmes de minute ».

Soit à calculer d'après ces tables de contenances des coordonnées pour $d=635{,}87$, si le rhumb de l'alignement est égal à NO=61°36′. Les contenances n'étant données dans les tables que pour les colonnes jusqu'à 50 (inclus) pour des nombres ayant trois chiffres après la virgule, pour des distances de 600 m et plus, il faut diviser les centaines en deux nombres, par exemple, 300 et 300 dans le cas donné. A l'aide de la table, on trouve pour le rhumb de 61°36′ :

	Δx	Δy
300	142,69	263,89
300	142,69	263,89
30	14,27	26,39
5	2,38	4,40
0,87	0,41	0,77
	+302,44	—559,54

Pour ne pas confondre Δx et Δy, il faut prendre pour règle : commencer le choix des produits à partir de la feuille des tables sur laquelle est portée l'inscription : cos. Pour éviter les erreurs dues aux nombres arrondis, on garde les millimètres dans les différents termes et seulement les sommes sont arrondies jusqu'au centimètre. Cependant dans certains cas il arrive que la précision obtenue est suffisante, si on arrondit immédiatement jusqu'au centimètre les différents produits.

Pour contrôler les calculs des contenances on peut utiliser des nomogrammes correspondants. Si on se sert de la machine comptable, on emploie le procédé de multiplication directe de la valeur naturelle du cosinus et du sinus par le nombre exprimant la longueur de l'alignement. L'utilisation pour de tels calculs d'une double machine à calculer, sur laquelle sont obtenus simultanément les produits $d \cos r$ et $d \sin r$, est très commode. Les valeurs numériques du cosinus et du sinus, nécessaires s'il n'y a pas de tables des valeurs naturelles des fonctions trigonométriques, peuvent être prises dans les tables des contenances en réduisant de 10 fois les nombres de colonnes portant l'inscription 10.

Dans la pratique géodésique moderne, outre la machine comptable, on utilise des machines calculatrices automatiques qui élèvent le rendement de 2 à 4 fois en comparaison avec les opérations faites sur la machine comptable. La table 14 représente les résultats des calculs nécessaires pour obtenir les coordonnées des sommets du polygone *ABCDE* et du cheminement diagonal *PQR* (fig. 166).

Table de calculs des coordonnées

Table 14

Points à lever	Angle interne mesuré °	′	Angle corrigé °	′	Gisement calculé °	′	Rhumb calculé	°	′	Longueur de la projection horizontale du côté	Contenances calculées ±	Δx	±	Δy	Contenances corrigées ±	Δx	±	Δy	Coordonnées ±	x	±	y
Polygone principal *ABCDE*																						
		−1,0																		0		0
A	121	28	151	27								+0,06		−0,05								
					335	24	NO	24	36	231,30	+	210,31	−	96,29	+	210,37	−	96,34				
		−0,5																	+	210,37	−	96,34
B	90	7,5	90	7								+0,05		−0,05								
					65	17	NE	65	17	200,40	+	83,80	+	182,04	+	83,85	+	181,99				
C	135	49	135	49								+0,06		−0,05					+	294,22	+	85,65
					109	28	SE	70	32	241,00	−	80,31	+	227,22	−	80,25	+	227,17				
		−0,5																				
D	84	10,5	84	10								+0,07		−0,05					+	213,97	+	312,82
					205	18	SO	25	18	263,40	−	238,13	−	112,56	−	238,06	−	112,61				
E	108	27	108	27								+0,05		−0,05						24,09	+	200,21
					276	51	NO	83	9	201,60	+	24,04	−	200,16	+	24,09	−	200,21	−	0		0
A										$P=1137,70$	+	318,15	+	409,26	+	318,31	+	409,16				
											−	318,44	−	409,01	−	318,31	−	409,16				
											−	0,29	+	0,25		0		0				

f_x^2 0,0841

f_y^2 0,0625

$f=\sqrt{f_x^2+f_y^2}=\sqrt{0,29^2+0,25^2}=\sqrt{0,1466}=0,38$ m; écart de fermeture relative $\frac{f}{P}=\frac{1}{2994}<\frac{1}{2000}$

$\Sigma\beta=540°2'$

$(n-2)\,180°=(5-2)\cdot 180°=540°0'$

$f_\beta=\Sigma_\beta-(n-2)\cdot 180°=540°2'-540°0'=+2'$

compliém. $=\pm 1',5\sqrt{n}=\pm 1',5\sqrt{5}=\pm 3',6$

Table 14 (*suite*)

Cheminement diagonal *PQR*

Points à lever	Angle interne mesuré °	′	Angle corrigé °	′	Gisement calculé °	′	Rhumb calculé	°	′	Longueur de la projection horizontale du côté	Contenances calculées ±	Δx	±	Δy	Contenances corrigées ±	Δx	±	Δy	Coordonnées ±	x		y
P	67	58	67	58															+	269,22	+	156,36
					221	30	SO	41	30	171,00	−	−0,06 128,08	−	+0,04 113,30	−	128,14	−	113,26				
Q	253	11	253	11															+	141,08	+	43,10
					148	19	SE	31	41	185,60	−	−0,07 157,94	+	+0,05 97,49	−	158,01	+	97,54				
R	51	28	51	28															−	16,93	+	140,64
										P=356,60	−	286,02	−	15,81	−	286,15	−	15,72				
											−	286,15	−	15,72								
											+	0,13	−	0,09					−	286,15 $x_r - x_p$	−	15,72 $y_r - y_p$

f_x^2 0,0169

f_y^2 0,0081

$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{0{,}13^2 + 0{,}09^2} = \sqrt{0{,}0250} = 0{,}16$ m, écart de fermeture relative $\frac{f}{P} = \frac{1}{2230} < \frac{1}{1500}$

§ 96. CONSTRUCTION DU QUADRILLAGE SUR UN PLAN

Lorsqu'on porte des points sur un plan d'après leurs coordonnées, il arrive souvent de rapporter des segments dépassant l'écartement normal du compas. C'est pourquoi on construit préalablement un quadrillage ayant des côtés de 10 centimètres. Le quadrillage peut être construit à l'aide d'un coordinatographe ou de la règle de Drobichev et, si on n'en a pas, à l'aide d'un compas et d'une règle à échelle.

Construction du quadrillage à l'aide d'un pied à coulisse et d'une règle à échelle. On trace sur une feuille deux diagonales d'un angle à l'autre et à partir du point de leur intersection, on porte sur elles à l'aide du pied à coulisse des segments de telle longueur, qu'il reste des marges de 10 cm environ en haut et en bas et de 5 cm environ des côtés. Les points, obtenus de telle manière, sont reliés par des droites et on obtient un rectangle. On effectue le contrôle de la construction en vérifiant les longueurs des côtés supérieur et inférieur du rectangle : elles doivent être égales. On porte ensuite sur les côtés du rectangle à partir de ses sommets des segments de 10 cm, 20 cm, 30 cm, etc., et on trace au crayon des droites en joignant les points correspondants des côtés opposés. On obtient sur le papier un quadrillage ayant des côtés de 10 cm. L'exactitude de la construction du quadrillage peut être vérifiée en plaçant une règle de précision suivant les diagonales, aux sommets des carrés extrêmes. Si le quadrillage a été construit correctement, les sommets des carrés intermédiaires se trouveront précisément près de l'arête de la règle. La vérification du quadrillage est effectuée aussi par comparaison des longueurs des côtés et des diagonales de chaque carré à l'aide d'un mesureur et d'une règle à échelle ; les écarts ne doivent pas dépasser 0,2 mm.

Les lignes verticales du quadrillage sont considérées parallèles au méridien axial ou à l'axe des abscisses et les lignes horizontales à l'axe des ordonnées.

En conformité avec les valeurs numériques des coordonnées des points du polygone chaque ligne verticale a son ordonnée déterminée et chaque ligne horizontale a son abscisse de façon que le polygone entier se trouve dans les limites du grillage.

Construction du quadrillage et des carrés à l'aide de la règle de Drobichev. On peut construire le quadrillage plus rapidement et avec plus de précision à l'aide de la règle de Drobichev (fig. 171). C'est une règle métallique dans laquelle sont pratiqués des trous disposés tous les 10 cm. Le bord biseauté du premier trou est droit et ceux des autres trous sont faits d'après les arcs des circonférences, dont les rayons ont respectivement 10 ; 20 ; 30 ; ... 100 cm ou 10 ; 20 ; 30 ; ... 70, 7!1 cm (dans des règles d'un autre type) le centre se trouvant à

Fig. 171

l'extrémité du trait porté sur le biseau du premier trou. Dans le premier cas la construction de l'angle droit est basée sur la construction d'un triangle rectangle ayant des cathètes de 60 ou 80 cm et une hypoténuse de 100 cm ($60^2+80^2=100^2$) et dans le second cas, des cathètes de 50 cm et une hypoténuse de 70,711 cm ($50^2+50^2=70{,}711^2$). La fig. 172 représente la construction du quadrillage à l'aide de la règle de Drobichev de 70,711 cm de longueur.

En 1re position on trace 6 traits d'après les trous. En 2e position on fait coïncider le trait, porté au milieu du bord biseauté du premier trait, avec l'extrémité de la ligne tracée en 1re position et on trace 5 arcs d'après les traits. En 3e position on fait coïncider le milieu du biseau du premier trou avec l'un des points du premier trait, obtenu en 1re position, et par le bout de la règle on repère le dernier arc, obtenu en 2e position. On obtient ainsi le premier triangle rectangle. Ayant construit un deuxième triangle rectangle, comme cela est indiqué sur la fig. 172 (positions IV et V), et joignant les points homonymes, disposés sur les côtés opposés du rectangle ainsi construit, on a un quadrillage (VI). Le quadrillage construit doit être vérifié comme dans le cas précédent.

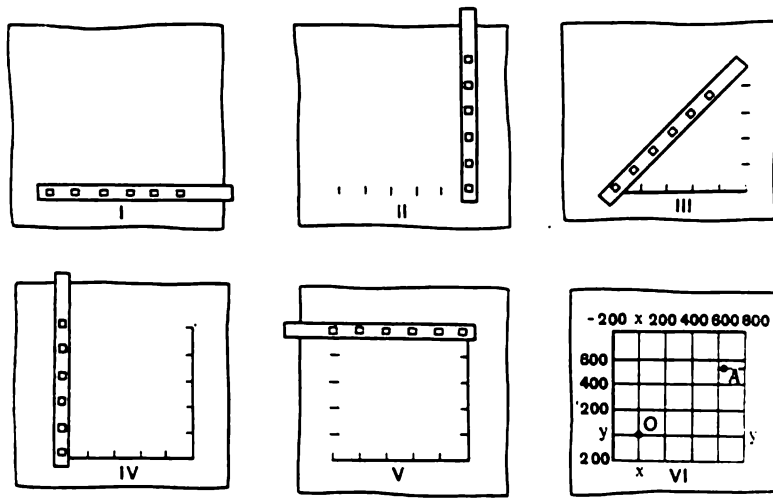


Fig. 172

Sur le plan aux sommets des carrés du quadrillage on trace avec de l'encre de Chine verte des lignes en croix de 6 mm de longueur. Le quadrillage est numéroté, c'est-à-dire on indique à quelles distances à partir des coordonnées correspondent ses lignes verticales et horizontales (voir fig. 172, VI dans le cas d'un système arbitraire et la fig. 18 pour le système zonal des coordonnées rectangulaires).

§ 97. CONSTRUCTION DU PLAN DU LEVÉ GONIOMÉTRIQUE

Après avoir construit et vérifié le quadrillage, on porte les sommets des polygones d'après les coordonnées. Soient les coordonnées des points données par rapport à un système quelconque de coordonnées rectangulaires.

D'abord, d'après les valeurs des coordonnées et d'après leurs signes, on détermine le carré dans lequel doit se trouver le point correspondant, puis on porte sur les côtés du carré non pas les valeurs complètes des abscisses et des ordonnées, mais seulement les valeurs des différences des coordonnées du point et de la ligne correspondante du quadrillage de coordonnées. Par exemple, si pour le point A (fig. 172, VI) $x=+538{,}37$ et $y=+637{,}42$, et la longueur du côté du carré est égale à 200 m, on doit porter sur les côtés du carré correspondant en haut $538{,}37-400=138{,}37$ et à droite $637{,}42-600=37{,}42$. Ayant joint les points correspondants, on obtient le point recherché A à l'intersection des lignes, parallèles aux côtés du carré. On peut employer aussi un autre procédé : portant la valeur 138,37 sur les côtés du carré et trouvant ainsi la ligne sur laquelle se trouve le point A, porter sur cette ligne à droite la valeur 37,42.

Les points portés sont vérifiés en effectuant la mesure des distances entre eux et en les comparant avec les longueurs des projections horizontales des lignes correspondantes ; les écarts ne doivent pas dépasser 0,2 mm. En même temps on vérifie avec un rapporteur les rhumbs des lignes portées. Après avoir porté les sommets des cheminements goniométriques sur le plan, on procède à la portée du galbe, c'est-à-dire on porte d'après les croquis les contours et les objets locaux, levés lors de la construction des cheminements goniométriques. Les procédés à fixer les points du galbe sur le plan sont utilisés selon les procédés correspondants du levé, en consultant le croquis.

En examinant, par exemple, le croquis suivant l'alignement du polygone AB (fig. 173), on remarque les points du galbe, séparant l'herbage du bois à feuilles, ainsi que les points du galbe de la rive droite de la rivière sont levés par procédé des coordonnées rectangulaires, l'alignement AB avec son point de départ A étant pris pour l'axe des abscisses. Ayant pris successivement à l'échelle avec un compas les longueurs 54, 84 et 140 m on les porte le long

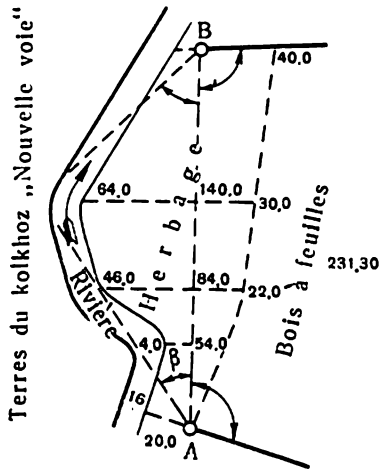


Fig. 173

de l'alignement AB du plan à partir du point A. Menant par les points obtenus les perpendiculaires sur AB à l'aide d'un triangle et d'une règle et portant successivement sur eux, à droite de AB, les longueurs 22 et 30 m, on obtient les points du galbe, séparant l'herbage du bois à feuilles. Portant sur la perpendiculaire à gauche de AB les longueurs 4,46 et 64 m, on obtient le galbe de la rive droite de la rivière Istra.

Un point de la rive gauche est obtenu comme le sommet du triangle construit sur le côté du polygone AB, connaissant les angles à la base $\alpha = 42°6'$ et $\beta = 27°9'$ (la construction de ces angles peut être faite à l'aide d'un rapporteur).

§ 98. DÉTERMINATION DES SURFACES DES CONTOURS REPRÉSENTÉS SUR LE PLAN

Les surfaces des figures peuvent être déterminées sur le plan par le procédé graphique à l'aide d'abaques ou d'un planimètre.

Procédé graphique. Ce procédé consiste à diviser la figure représentée sur le plan en simples figures géométriques : triangles, rectangles, trapèzes ; les contours curvilignes sont de même divisés en de telles parties qu'on peut pratiquement considérer comme des figures, limitées par des droites. Ayant mesuré à l'aide de l'échelle les grandeurs nécessaires à la détermination de la surface, par exemple, la base et la hauteur d'un triangle ou les côtés parallèles et la hauteur d'un trapèze, on calcule les surfaces des figures géométriques et on les additionne.

Les surfaces, calculées en vertu des données obtenues ainsi sur le terrain, sont déterminées avec beaucoup plus de précision qu'avec les données prises sur plan. La surface d'une bande d'études (route, fossé) est calculée avec assez de précision, même si sa longueur sera prise graphiquement sur le plan, mais sa largeur sera mesurée sur le terrain.

Plus la surface déterminée d'après un plan ou une carte topographique est moins précise, plus l'échelle du plan est petite. Ainsi par exemple, à l'échelle de 1/100 000 la surface d'un triangle de 20 ha peut contenir une erreur de 1 ha environ, à l'échelle de 1/10 000 cette même surface est déterminée avec une erreur de 0,1 ha environ. C'est pourquoi pour déterminer les surfaces, le plan

doit être établi à une assez grande échelle. La configuration du terrain influence aussi sur la précision du calcul des surfaces. La surface d'un terrain étiré ayant des frontières sinueuses est déterminée avec moins de précision que celle d'un terrain de même dimension, mais ayant une courte frontière.

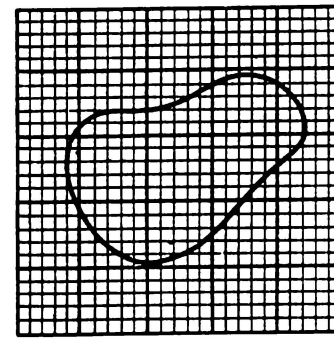


Fig. 174

Abaque. L'abaque (fig. 174) est fabriqué avec une feuille transparente de papier-calque, de calque ou de celluloïde, etc., sur laquelle est construit un quadrillage dont les côtés sont conformes à l'échelle du plan. Ainsi, pour un plan établi à l'échelle de 1/10 000 un carré de 1 cm de côté correspond à 1 ha, etc.

Pour déterminer la surface, on place l'abaque sur le contour à calculer et on compte le nombre de carrés entiers se trouvant à l'intérieur du contour ; la surface des carrés incomplets est déterminée à l'estime.

Planimètre. Le mode d'évaluation des surfaces à contours compliqués ou irréguliers peut s'effectuer par un procédé mécanique, avec un planimètre.

Le planimètre polaire le plus répandu (fig. 175) se compose de deux tiges réunies par un axe. La tige polaire *1* porte une aiguille surmontée d'un poids *3*. Cette aiguille est le pôle du planimètre. L'autre extrémité de la tige polaire est pourvue d'une roue à tête ronde. L'autre tige ou traçoir *2* porte la poignée *5*, la griffe avec la roue *6* et l'aiguille *7*. La roue sert de point d'appui du planimètre et l'aiguille à faire le contour de la figure dont on doit déterminer la surface. Avant de faire le contour de la figure, on installe le pôle de façon que la pointe de traçage atteigne tous les points

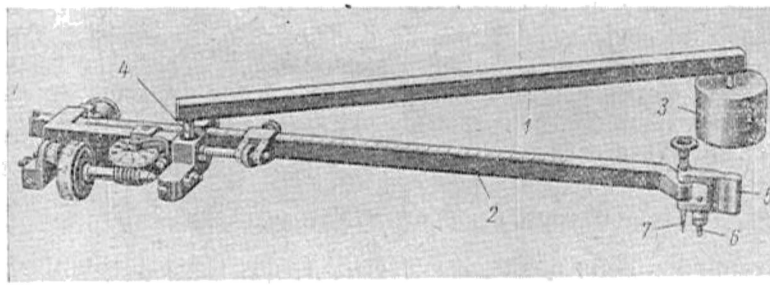


Fig. 175

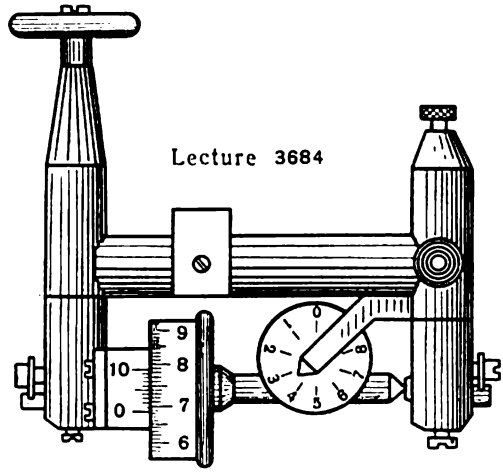


Fig. 176

du contour. La lecture se fait au compteur se composant d'une roue divisée en 100 parties, d'un vernier sur lequel on relève les dixièmes de chaque partie de la roue, d'un cadran indiquant les tours complets de la roue. A un tour de la roue correspond une variation de la lecture de 1000 divisions du planimètre. La fig. 176 indique la lecture 3684 exprimant 3,684 tours de la roue à partir du commencement du compte. Le cadran fera un tour, si la roue tournera de 10 000 divisions.

Supposons que le pôle du planimètre se trouve hors du contour de la figure et la pointe à tracer sur l'un des points du contour de cette figure. Ayant relevé la lecture 3684 au compteur, on fait le contour de la figure donnée dans le sens des aiguilles d'une montre. Après avoir amené la pointe à tracer jusqu'au point de départ du contour, on relève la 2e lecture, par exemple, 6757. Soustrayant de la 2e lecture la première, on obtient la surface de la figure en divisions du planimètre égale à 3073. Si après avoir fait le contour, on obtient la 2e lecture plus petite que la 1re, on y ajoute 10 000 autant de fois que le cadran a fait de tours complets.

Lors de la détermination de la surface avec le pôle se trouvant à l'intérieur de la figure, on ajoute à la 2e lecture un nombre constant du planimètre et on soustrait la 1re lecture de la somme obtenue. La différence des lectures exprimera la surface de la figure en divisions du planimètre.

Pour obtenir la surface de la figure en mètres carrés il faut multiplier la surface, exprimée en divisions du planimètre, par la valeur d'une division du planimètre, déterminée pour l'échelle à laquelle la figure est représentée. Si, par exemple, pour l'échelle donnée la valeur d'une division du planimètre est de 50 m², la surface de la figure sera : 50 m² × 3073 = 153 650 m² = 15,365 ha.

§ 99. THÉORIE DU PLANIMÈTRE POLAIRE

Examinons deux positions *obf* et ob_1f_1 des tiges du planimètre (fig. 177) tellement rapprochées entre elles, que la partie $f'f_1$ du contour tracé peut être considérée comme l'arc d'un secteur circu-

laire de rayon R. Soit le pôle du planimètre se trouve à l'intérieur de la figure donnée au point O. Si le traçoir f se déplace dans la position f_1, le point b de contact des tiges, tout en restant sur le cercle de rayon R_1, se déplacera dans la position b_1. La surface de la figure $ff'f_1b_1Ob$ peut être considérée comme formée, premièrement, à cause du déplacement de la tige R dans la position parallèle à la position initiale et, avec cela on a obtenu la surface du parallélogramme $ff'b_1b$ à la hauteur h et la surface du secteur circulaire bob_1, et deuxièmement, à cause de la rotation de cette même tige R d'un angle α autour du point b_1, formant la surface du secteur circulaire $f'b_1f_1$.

Désignons par r la distance à partir du point b du contact des deux tiges jusqu'à la jante de la roue v ; on aura l'arc $vv_1=\alpha r$, si l'angle α est exprimé en radians. Lors du premier déplacement, c'est-à-dire lorsque les points f et b se déplaceront dans la position

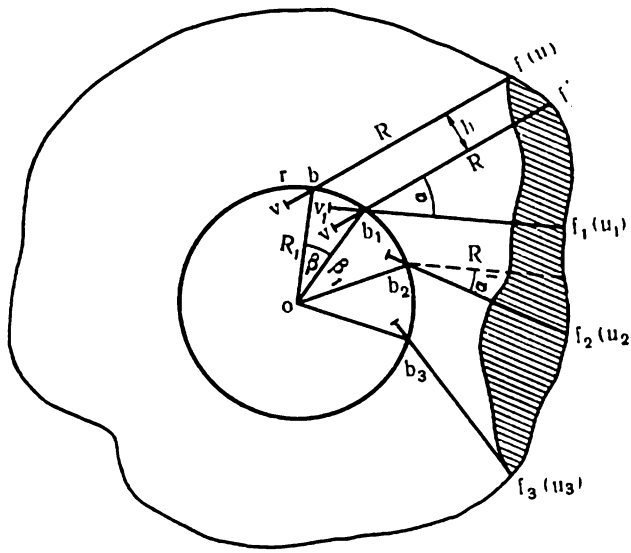


Fig. 177

f' et b_1, la roue tournera d'un arc égal à h, et à la suite de la rotation du levier R autour du point b_1 d'un angle α la roue tournera dans le sens inverse d'un arc $vv_1=\alpha r$ et l'arc de rotation entier sera :

$$h-\alpha r.$$

D'après les indications du compteur du planimètre ce même arc peut être exprimé de la manière suivante :

$$t(u_1-u),$$

t étant la longueur d'un millième de la circonférence de la roue, u_1 et u les lectures, correspondant à la position de la tige R en b_1f_1 et en bf.

Par conséquent :

$$h-\alpha r=t(u_1-u),$$

d'où

$$h=t(u_1-u)+\alpha r.$$

La surface du parallélogramme $ff'b_1b=\Delta s_1$ peut être exprimée de la manière suivante :

$$\Delta s_1=Rh=Rr\alpha+Rt(u_1-u).$$

La surface Δs_2 du secteur bob_1 sera représentée par le produit de l'arc $bb_1=R_1\beta$ (l'angle β est exprimé en radians) par la moitié du rayon R_1, c'est-à-dire

$$\Delta s_2=\frac{1}{2}\beta R_1^2.$$

La surface Δs_3 du deuxième secteur circulaire $f'b_1f_1$ est :

$$\Delta s_3=\frac{1}{2}\alpha R^2.$$

La surface s de la figure élémentaire $ff'f_1b_1Ob$ est déterminée comme étant la somme de ces trois surfaces, c'est-à-dire

$$s=\Delta s_3+\Delta s_2+\Delta s_1=\frac{1}{2}\alpha R^2+\frac{1}{2}\beta R_1^2+Rr\alpha+Rt(u_1-u).$$

La surface S de toute la figure limitée par le contour donné est ainsi la somme des surfaces des figures élémentaires, c'est-à-dire

$$S=s+s_1+s_2+s_3+\ldots,$$

ou

$$S=\frac{1}{2}\alpha R^2+\frac{1}{2}\beta R_1^2+Rr\alpha+Rt(u_1-u)+\frac{1}{2}\alpha_1R^2+\frac{1}{2}\beta_1R_1^2+$$
$$+Rr\alpha_1+Rt(u_2-u_1)+\ldots,$$

d'où on trouve :

$$S=\frac{1}{2}R^2\sum\alpha+\frac{1}{2}R_1^2\sum\beta+Rr\sum\alpha+Rt(u_n-u), \qquad (a)$$

u_n étant la lecture après avoir fait le contour de la figure donnée, u la lecture initiale d'après le compteur.

1er cas. Si le pôle du planimètre se trouve à l'intérieur de la figure, ayant fait un tour complet, les tiges reviendront à leur position initiale après avoir fait le contour ainsi :

$$\sum\alpha=\sum\beta=2\pi,$$

et la formule (a) prendra la forme :

$$S=\pi R^2+\pi R_1^2+2\pi Rr+Rt(u_n-u). \qquad (b)$$

Désignons

$$Rt=p \qquad (c)$$

et

$$\pi(R^2+R_1^2+2Rr)=q. \qquad (d)$$

La formule (b) prendra alors la forme :

$$S=p(u_n-u)+q \qquad (e)$$

ou

$$S=p\left(u_n-u+\frac{q}{p}\right). \qquad (f)$$

Désignons

$$\frac{q}{p}=Q. \qquad (g)$$

On aura :

$$S=p(u_n-u+Q). \qquad (h)$$

Dans cette formule p est appelé valeur d'une division du planimètre et Q le nombre constant du planimètre.

2e cas. Le pôle est mis hors de la figure donnée (comme il est indiqué sur la fig. 177) par rapport à la surface hachurée. Dans ce cas lors du retour des tiges de la position extrême ob_3f_3 à la position initiale obf les sommes des angles α et β se réduiront et seront égales à zéro à la fin du contour ; par conséquent, dans ce cas on a :

$$\sum\alpha = \sum\beta = 0,$$

après quoi l'expression (a) prendra la forme :

$$S = Rt(u_n - u).$$

Remplaçons-y Rt par la formule (c), on a :

$$S = p(u_n - u). \qquad \text{(XIV.24)}$$

Comme l'on voit, d'après les formules (g) et (c), Q est un nombre abstrait et p un nombre nominatif ; ce dernier peut être exprimé en unités absolues si dans la formule (c) on substitue les valeurs numériques de la longueur de la tige R et de la division du planimètre t. Selon l'échelle numérique du plan, ces longueurs sur le terrain correspondront à des valeurs m fois plus grandes, de façon que la valeur de la division p du planimètre soit :

$$p = m^2Rt. \qquad \text{(XIV.25)}$$

Dans les formules (h) et (XIV.24) on substitue généralement la valeur p (de XIV.25) qui peut être obtenue par expérience.

§ 100. DÉTERMINATION DES CONSTANTES DU PLANIMÈTRE. RÉGLAGE DU PLANIMÈTRE. PRÉCISION DE LA DÉTERMINATION DES SURFACES À L'AIDE D'UN PLANIMÈTRE.

Détermination des constantes

La détermination des constantes du planimètre par expérience est basée sur l'emploi des formules (XIV.24) et (h) ; de la première il résulte que $p = \frac{S}{u_n - u}$, et de sa comparaison avec la deuxième, on trouve Q. Si on fait le contour de la figure, le pôle se trouvant hors de ses limites, on a :

$$u_n - u = \Delta u,$$

et lorsque le pôle se trouve à l'intérieur de la figure, on a :

$$u_n - u = \Delta u',$$

on aura alors :

$$p\Delta u = p(\Delta u' + Q),$$

d'où

$$Q = \Delta u - \Delta u'.$$

Pour déterminer la valeur d'une division du planimètre on dessine, par exemple, un carré à l'échelle donnée. Si la surface du carré au terrain est de 10 000 m² et sa surface en divisions du planimètre est égale à 200 divisions, la valeur d'une division du planimètre est égale à : $\frac{10\,000\ m^2}{200} = 50\ m^2$.

Le nombre constant du planimètre est déterminé de la manière suivante : on fait le contour de la surface d'une figure quelconque dont le pôle se trouve hors de cette figure, et on obtient la première différence des lectures. Ensuite on dispose le pôle à l'intérieur de cette même figure et après avoir fait le contour, on obtient la deuxième différence des lectures. En soustrayant la 2e différence de la 1re, on obtient le nombre constant du planimètre.

Réglage

Avant d'utiliser le planimètre, on doit le régler, c'est-à-dire le faire satisfaire aux conditions suivantes :

1. La roue calculatrice du planimètre doit tourner librement sur l'axe sans oscillations. Ceci est obtenu par le réglage des vis des paliers ; dans ce but on desserre préalablement les vis de fixation correspondantes.

Le réglage et la fixation des vis effectués, on doit laisser un interstice entre les bords de la roue calculatrice et ceux du vernier qui laisse passer une feuille mince de papier.

2. Le plan de la jante de la roue calculatrice doit être perpendiculaire à l'axe du traçoir. La vérification est effectuée à l'aide du planimètre en faisant deux fois le contour de la même figure à deux positions différentes de la roue calculatrice (fig. 178).

Si les valeurs de la surface obtenues en divisions du planimètre sont différentes entre elles d'une

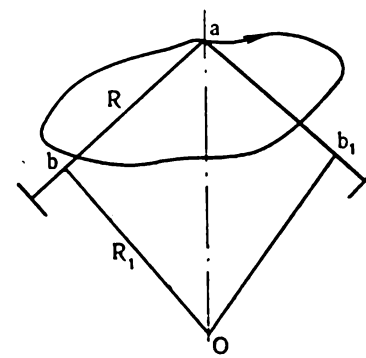


Fig. 178

valeur plus grande que 1/200e de leur moyenne arithmétique, il faudra toujours déterminer la surface à deux positions de la roue calculatrice et prendre la moyenne arithmétique de ces résultats.

Précision de détermination des surfaces

Les recherches ont démontré que plus le nombre de divisions, exprimant la surface à déterminer, est grand, plus le résultat est précis.

De la formule (XIV.24), on trouve :

$$u_n - u = \frac{S}{p}.$$

Substituant dans cette égalite p (XIV.25), on a :

$$u_n - u = \frac{S}{m^2 R t},$$

d'où l'on voit, que la précision dépend des dimensions de la surface du terrain et surtout de l'échelle du plan. Les petites surfaces sont déterminées à une petite longueur de la tige et il est souhaitable de les calculer géométriquement ou à l'aide d'un abaque.

Il vaut mieux aussi de calculer les surfaces des bandes d'études (cours d'eau, routes, fossées) géométriquement et non pas à l'aide d'un planimètre. On peut estimer que pour des surfaces de 15 cm² (en moyenne) sur le papier le planimètre fait en moyenne une erreur relative de 1/400 à condition que le planimètre soit en bon état et la configuration de la surface soit favorable. L'erreur de calcul d'une surface à un planimètre ne doit pas dépasser en tout cas la 1/200 de la grandeur de la surface.

Afin d'augmenter la précision de l'instrument le professeur A. V. Maslov a muni le planimètre polaire d'un autre dispositif calculateur en remplaçant l'aiguille du traçoir par un cercle en verre à guidon (le planimètre type ПП-2К). Le guidon est réalisé en forme d'un point.

§ 101. CALCUL DES SURFACES A L'AIDE D'UN PLANIMETRE SELON LE PROCÉDÉ DE L'ACADÉMICIEN SAVITCH

En évaluant les aires des contours faisant partie d'une surface déterminée avec beaucoup plus de précision qu'avec le procédé mécanique, il est plus utile d'employer le procédé de l'académicien Savitch.

Ce procédé consiste d'abord à faire le tour de la surface de chaque aire à l'aide d'un planimètre. Si le pôle se trouve hors des

limites de ces contours, on trouvera toute la surface S et la surface de ses parties constitutives s', s'', etc. d'après la formule (XIV.24) :

$$S = p(u_n - u) = p\Delta u$$
$$s' = p(u'_n - u') = p\Delta u'$$
$$s'' = p(u''_n - u'') = p\Delta u'',$$
etc . . . ,

d'où, après avoir divisé chacune des égalités par la première, on a :

$$s' = S\frac{u'_n - u}{u_n - u} = S\frac{\Delta u'}{\Delta u}$$
$$s'' = S\frac{u''_n - u''}{u_n - u} = S\frac{\Delta u''}{\Delta u}$$
etc . . .

Ces expressions ne tiennent pas compte des constantes du planimètre. Outre cela, les rapports dans les termes de droite de l'égalité resteront constants indépendamment de la déformation du papier. Ainsi, le procédé de Savitch permet de déterminer les surfaces sans avoir recours aux constantes du planimètre et indépendamment de la déformation du papier.

§ 102. CALCUL DES SURFACES D'UN POLYGONE D'APRÈS LES COORDONNÉES DE SES SOMMETS

Soient un quadrilatère (fig. 179) et les coordonnées de ses sommets 1 (x_1, y_1), 2 (x_2, y_2), 3 (x_3, y_3), 4 (x_4, y_4). Sa surface S peut être déterminée comme la somme algébrique des surfaces d'un trapèze :

$$S = s_{12ba} + s_{23db} - s_{3dc4} - s_{4ca1}$$

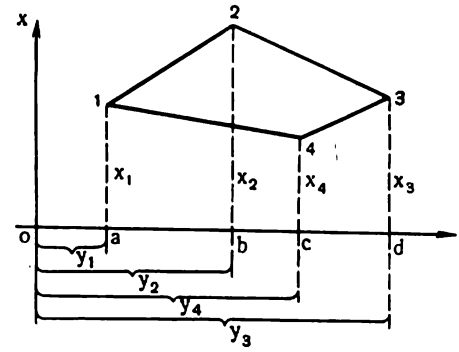


Fig. 179

Exprimant la surface de chaque trapèze par le produit de la demi-somme des côtés parallèles par la hauteur et ayant doublé les résultats obtenus, on a :

$$2S = (x_1 + x_2)(y_2 - y_1) + (x_2 + x_3)(y_3 - y_2) - (x_3 + x_4)(y_3 - y_4) - (x_4 + x_1)(y_4 - y_1). \quad \text{(a)}$$

Après les transformations, on a :

$$2S = x_1(y_2 - y_4) + x_2(y_3 - y_1) + x_3(y_4 - y_2) + \\ + x_4(y_1 - y_3). \qquad \text{(b)}$$

Etendant cette conclusion sur tout polygone de n côtés, on peut écrire :

$$2S = \sum_1^n x_i(y_{i+1} - y_{i-1}), \qquad \text{(XIV.26)}$$

où i doit avoir successivement toutes les valeurs de 1 jusqu'à n. L'expression (a) peut être transformée de telle manière que les premiers multiplicateurs soient les ordonnées ; on a alors :

$$2S = y_1(x_4 - x_2) + y_2(x_1 - x_3) + y_3(x_2 - x_4) + y_4(x_3 - x_1),$$

ou

$$2S = \sum_1^n y_i(x_{i-1} - x_{i+1}). \qquad \text{(XIV.27)}$$

La formule (XIV.27) peut servir de contrôle des calculs.

QUATRIÈME PARTIE

NIVELLEMENT DIRECT OU GÉOMÉTRIQUE

CHAPITRE XV

GÉNÉRALITÉS

§ 103. PROCÉDÉS DE NIVELLEMENT (OU DE L'ALTIMETRIE)

Le nivellement géométrique consiste à déterminer la différence de niveau entre deux points au moyen de visées horizontales par rapport au point de depart. Dans le nivellement géométrique la différence de niveau ou dénivellation est déterminée par la lecture sur la mire verticale.

Nivellement géométrique au milieu de la distance à mesurer.

Soit à déterminer la différence de niveau du point *B* par rapport au point *A* (fig. 180). Plaçons verticalement aux points *A* et *B* des mires divisées en centimètres et entre ces mires, si c'est possible, au milieu de la distance *AB*, un niveau. Après avoir dirigé hori-

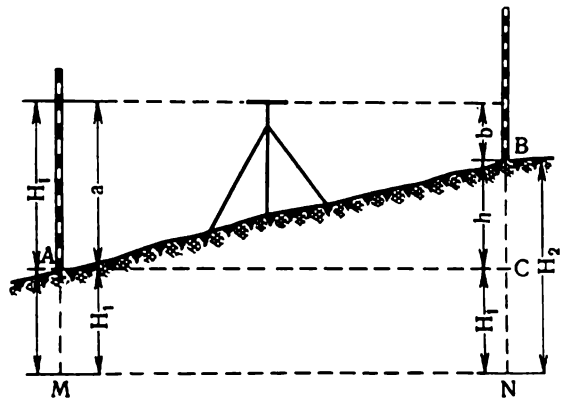


Fig. 180

zontalement l'axe de visée de l'instrument successivement sur les deux mires, on y relève les lectures a et b ; de la fig. 180, on voit que la différence de niveau recherchée h est déterminée d'après l'égalité :

$$h=a-b. \qquad \text{(XV.1)}$$

Si le point A est le point arrière et le point B, le point avant, la formule (XV.1) peut être exprimée par la règle suivante : *la différence de niveau du point avant par rapport au point arrière est égale à la lecture arrière moins la lecture avant.*

Si la différence de niveau d'après la formule indiquée est positive, le point avant se trouve au-dessus du point arrière et, par conséquent, la ligne AB s'élève. La dénivellation négative indique que le point B est au-dessous du point A, c'est-à-dire la ligne AB descend.

Connaissant la cote H_1 du point A et sa différence de niveau h par rapport au point B, on aura la cote du point B d'après la formule :

$$H_2=H_1+h, \qquad \text{(XV.2)}$$

c'est-à-dire *la cote du point suivant est égale à la cote du point précédent plus la différence de niveau correspondante.*

La hauteur de l'axe de visée au-dessus d'un horizon imaginaire ou au-dessus du niveau de la mer est appelée l'horizon de l'instrument. L'horizon de l'instrument est égal, d'après la fig. 180 :

$$H_i=H_1+a. \qquad \text{(XV.2a)}$$

L'horizon de l'instrument est égal à la cote d'un point plus la visée portée sur ce point.

Connaissant l'horizon de l'instrument, il est facile de trouver la cote d'un point quelconque sur lequel la visée a été portée. Par exemple, d'après la fig. 180 on voit :

$$H_2=H_i-b. \qquad \text{(XV.2b)}$$

La cote d'un point est égale à l'horizon de l'instrument moins la visée portée sur ce point.

Par conséquent, d'après la cote donnée d'un point quelconque et d'après les visées portées sur les autres points les cotes de ces derniers peuvent être obtenues de deux manières :

1. d'après les différences de niveau ;
2. d'après l'horizon de l'instrument.

Un de ces procédés peut servir de contrôle de l'autre.

Le calcul des cotes d'après l'horizon de l'instrument est très commode, si d'une station on a effectué les visées sur plusieurs points dont la cote de l'un d'eux est connue.

Nivellement avant. On stationne parfois le niveau de façon que l'oculaire de la lunette se trouve, suivant le fil à plomb, au-dessus du point *A* (fig. 181). La distance verticale *i* à partir de l'axe de visée de la lunette établie horizontalement jusqu'au point *A* est appelée hauteur de l'instrument.

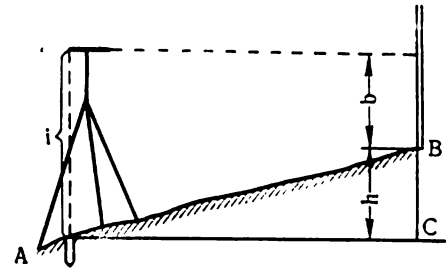


Fig. 181

Soit une mire placée verticalement au point *B*. Ayant dirigé sur elle l'axe de visée horizontal et après avoir relevé la lecture *b* sur la mire, on obtient :

$$h = i - b. \qquad \text{(XV.3)}$$

La différence de niveau est égale à la hauteur de l'instrument moins la visée avant. La hauteur de l'instrument peut être déterminée sur la mire ou elle peut être mesurée avec une roulette. Si le point avant *B* est plus haut que le point arrière *A*, la cote est positive ; à un abaissement du terrain de *A* vers *B* la cote est négative.

Nivellement simple et composé, longitudinal et de profils en travers. Le nivellement est simple quand on obtient la différence de niveau de deux points directement d'une seule station du niveau. Si on doit déterminer la dénivellation entre des points considérablement éloignés entre eux, il faut niveler des points intermédiaires et faire un nivellement composé, qui consiste à obtenir la différence de niveau de plusieures stations de l'instrument.

Les points communs pour deux stations contigues sont appelés points de liaison, les autres étant les points intermédiaires. Au nivellement composé une attention particulière doit être accordée aux points de liaison, car l'erreur, admise dans la cote du point de liaison, est transmise sur tous les autres.

Lors du tracé des voies de communication, des canaux, etc. le nivellement composé est employé pour déterminer la cote des points du tracé (ligne prévue préalablement). Le nivellement effectué, on obtient un profil d'après l'axe de la nouvelle construction. Un tel nivellement est appelé nivellement longitudinal (bande d'études). Simultanément au nivellement longitudinal, on effectue le nivellement de profils en travers en ses points de changement de pente du terrain.

Le piquetage du terrain dans des buts de constructions industrielles et de transport a besoin d'un plan de nivellement du

terrain en courbes de niveau qui est obtenu au résultat du nivellement de la surface.

Un nivellement, lié avec la projection et les constructions de génie civil, est appelé nivellement technique.

§ 104. INFLUENCE DE LA COURBURE DE LA TERRE ET REFRACTION

Erreur de sphéricité. Dans le § 9 on a donné la formule de l'erreur de sphéricité, qu'on peut représenter sous forme :

$$q = \frac{1}{2}\frac{d^2}{R}, \qquad \text{(XV.4)}$$

où d — distance horizontale entre les points nivelés ;
R — rayon de la Terre.

L'erreur de réfraction. La terre est entourée d'une atmosphère dont la densité est inégale, variant avec l'altitude. Plus on s'approche de la surface terrestre, plus la densité de l'air est haute.

S'il n'y avait pas d'atmosphère, l'œil, se trouvant au point A (fig. 182), verrait le point B dans la direction AB ; en réalité, le rayon lumineux qui part du point B, après s'être réfracté dans les couches de l'atmosphère de différente densité, décrit une certaine courbe dont la concavité est tournée du côté du sol. Cette courbe est appelée courbe de réfraction. L'œil voit le point B au point B' dans la direction adjacente AB' à la courbe de réfraction au point A. Une telle déviation est appelée réfraction. L'angle r entre la direction réelle AB et la direction vue AB' est appelé angle de réfraction. Le rayon d'incidence et le rayon réfracté se trouvent dans un même plan vertical.

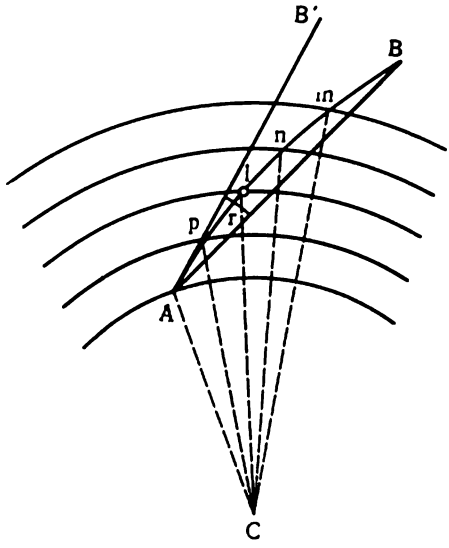


Fig. 182

Par suite de la réfraction les points observées semblent quelque peu surélevés par rapport à leur position réelle. L'erreur due à la réfraction sera d'autant plus grande,

plus sera grande la distance entre le niveau et la mire. La forme réelle de la courbe réfractée est en général inconnue, mais si la distance entre les points n'est pas trop grande, ce qui a lieu à un nivellement géométrique, on la considère comme un arc de circonférence de rayon $AC=BC=R_1$ (fig. 183). Par déduction, identique à celle décrite dans le § 9, on peut représenter l'effet de la réfraction par la formule suivante :

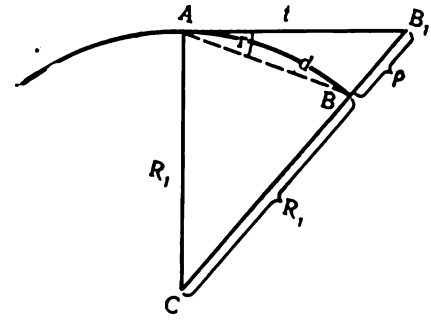


Fig. 183

$$\varrho = \frac{1}{2}\frac{d^2}{R_1}, \qquad \text{(XV.5)}$$

dans laquelle d a la même signification que dans la formule (XV.4).

Les recherches ont montré que la valeur R_1 ne peut être déterminée exactement. Elle dépend de la distance entre les points A et B, de la forme du terrain entre ces points, de l'heure du jour, de la température et de la pression de l'air, de la température du sol, de l'altitude du rayon au-dessus de la terre, etc. Le rapport du rayon R de la Terre au rayon de la courbe de réfraction est appelé coefficient k de réfraction :

$$k = \frac{R}{R_1}.$$

En substituant dans (XV.5) R_1 par $\frac{R}{k}$, on obtient :

$$\varrho = k\frac{d^2}{2R}. \qquad \text{(XV.6)}$$

Le coefficient k de réfraction n'est pas constant en général et varie pendant le jour. La valeur moyenne de k est estimée généralement égale à 0,14.

A une telle valeur de k la formule (XV.5) prend la forme suivante :

$$\varrho = 0{,}14\frac{d^2}{2R}. \qquad \text{(XV.7)}$$

En comparant cette valeur avec l'erreur de sphéricité, déterminée par la formule (XV.4), on voit que l'erreur de réfraction sur

une même distance présente 1/7e environ de l'erreur de sphéricité q :

$$\varrho = \frac{1}{7} q. \qquad \text{(XV.8)}$$

La différence essentielle entre les deux erreurs provient du fait que l'erreur de sphéricité est tout à fait déterminée en grandeur et en signe, ce qu'on ne peut dire de l'erreur de réfraction, car pratiquement les conditions réelles coïncident rarement avec celles, pour lesquelles $k=0{,}14$; par conséquent, la formule (XV.7) n'est pas toujours sûre.

Combinaison de l'erreur de sphéricité et de l'erreur de réfraction. Si la direction de l'axe de visée du niveau coïncidait avec la courbe, parallèle à la surface du niveau, on aurait sur les mires, placées verticalement aux points A et B (fig. 184), les lectures a et b et on obtiendrait alors directement la différence de niveau recherchée d'après l'expression :

$$h = a - b. \qquad \text{(a)}$$

En réalité l'axe de visée passera par la tangente menée à cette courbe, à cause de quoi dans les lectures surviennent les erreurs q_a et q_b dues à la courbure de la Terre et au lieu des lectures a et b

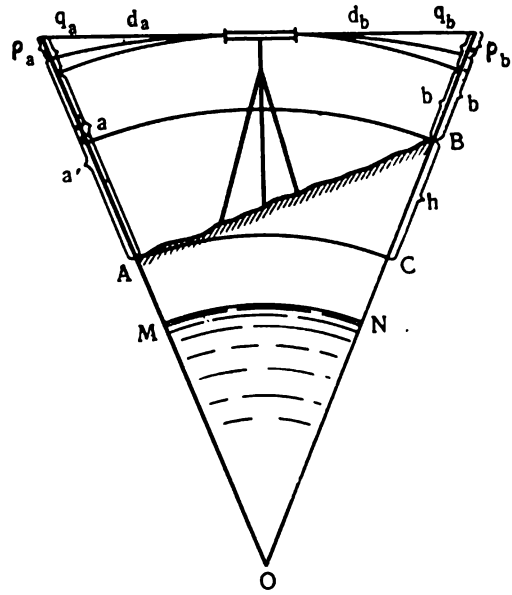


Fig. 184

nous devons faire les lectures $a+q_a$ et $b+q_b$. Mais de telles lectures seraient obtenues s'il n'y avait pas de réfraction. Sous l'influence de la réfraction le rayon de visée se courbera et réduira ces lectures de ϱ_a et ϱ_b, alors on aura les lectures de mire suivantes :

$$\left.\begin{aligned} a' &= a+q_a-\varrho_a = a+f_a \\ b' &= b+q_b-\varrho_b = b+f_b \end{aligned}\right\}, \qquad \text{(b)}$$

où les différences $q_a-\varrho_a=f_a$ et $q_b-\varrho_b=f_b$ représentent l'influence sommaire de la courbure de la Terre et de la réfraction sur les lectures de mire pour des distances d_a et d_b successivement pour les visées arrière et avant.

En vertu des formules (XV.4) et (XV.7), on a :

$$f=\frac{d^2}{2R}-0{,}14\,\frac{d^2}{2R}=0{,}43\,\frac{d^2}{R}. \qquad \text{(XV.9)}$$

Cette erreur est proportionnelle aux carrés des distances à partir du niveau jusqu'aux mires.

Au nivellement avant elle atteint 1 mm à une distance d de 120 m.

Il est facile d'après la formule (b) d'obtenir les lectures de mire, compte tenu des erreurs de sphéricité et de réfraction :

$$a=a'-f_a,$$
$$b=b'-f_b;$$

et la cote cherchée de la formule (a) :

$$h=a-b=a'-b'+f_b-f_a.$$

Ayant désigné la différence des corrections par

$$f_b-f_a=\Delta f, \qquad \text{(c)}$$

on a :

$$h=a'-b'+\Delta f. \qquad \text{(XV.10)}$$

Si on admet que $d_a=d_b$, on peut considérer $f_a=f_b$, et par conséquent, $\Delta f=0$. Ainsi, le niveau installé au milieu de la distance à lever, l'influence de la courbure de la Terre et de la réfraction est exclue. C'est son avantage par rapport au nivellement avant.

CHAPITRE XVI

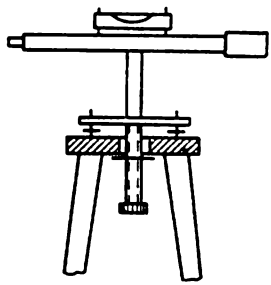
NIVEAUX ET MIRES

§ 105. TYPES D'INSTRUMENTS DE NIVELLEMENT

En général, on classe les instruments de nivellement en deux types : a) niveaux à lunette fixe ; b) niveaux à lunette mobile. Il existe plusieurs types de niveaux à lunette mobile. On les distingue d'après la position de la nivelle qui peut être fixée, par exemple, au support de l'instrument, ou à la lunette. La nivelle peut être aussi indépendante. Dans certains types de niveaux on ne peut pas tourner la lunette sur ses colliers, mais elle possède d'une rotation autour de son axe géométrique avec la nivelle réversible fixée à la lunette.

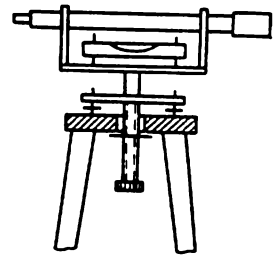
L'avantage du niveau fixe est en liaison assez stable de toutes ses pièces. Le niveau à lunette mobile et à nivelle au support n'a pas cet avantage. En retournant sur ses colliers, la lunette peut se trouver en position incorrecte due au retournement négligé. La nivelle fixée au support n'indique pas l'inclinaison de la lunette, ce qui amène à de fausses lectures sur les mires. Ce défaut n'est plus dans les niveaux à lunette mobile dans lesquels la nivelle est fixée à la lunette. La nivelle de tels niveaux indique toute inexactitude d'installation de la lunette.

Les niveaux récents, de règle, ont une lunette à réglage interne et leur conception est telle qu'on peut observer la position de la bulle de la nivelle en visant sur la mire. D'abord ceci était obtenu par la disposition correspondante de la nivelle cylindrique à miroir, ensuite à l'aide de la nivelle à prismes réflecteurs, le calage de la bulle étant observé dans le champ visuel du tube installé à côté de la lunette et, enfin, par l'intermédiaire de la nivelle à prismes réflecteurs, le calage de la bulle étant observé directement dans le champ visuel de la lunette. La liaison la plus intime entre la lunette



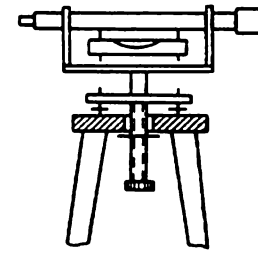
Niveau fixe

Fig. 185



Niveau à nivelle au support

Fig. 186



Niveau à nivelle à la lunette

Fig. 187

et la nivelle est effectuée dans le niveau autoréducteur fixe. L'image de la bulle est non seulement transmise dans le champ de la lunette, mais sert aussi à la lecture des divisions de la mire à la place du fil horizontal du réticule du niveau classique.

Les fig. 185, 186 et 187 représentent les schémas de certains niveaux.

§ 106. NIVEAU FIXE A NIVELLE A PRISMES RÉFLECTEURS. VÉRIFICATIONS DU NIVEAU

La fig. 188 représente un niveau fixe destiné au nivellement technique. La nivelle cylindrique, enfermée dans la boîte *1* portant deux fenêtres — de côté et en-dessous — est équipée d'un système de prismes (fig. 189) à l'aide duquel les demi-images de la bulle sont transmises dans le champ visuel de la loupe de la nivelle *2* (fig. 188) placée à côté de l'oculaire *3* de la lunette *4*. Grâce à cela l'opérateur peut buller la nivelle, tout en restant à sa place, mais la direction du regard étant de l'oculaire de la lunette à la fiole de la nivelle. La nivelle cylindrique est à prismes réflecteurs, la valeur de division est de 17—25″ environ sur 2 mm ; lorsqu'à la position de travail du niveau il y a un contact optique, la bulle est amenée au milieu du tube. L'installation des prismes destinés à l'observation de la nivelle est soigneusement effectuée et fixée à l'usine. Leur réglage nécessaire se fait seulement à l'atelier. La surface de la fiole est graduée et les divisions peuvent être observées par la fenêtre latérale de la boîte. Cette graduation est destinée à régler la longueur de la bulle. Celle-ci doit être d'une longueur de 25 à 30 mm, autrement on ne verra pas par l'intermé-

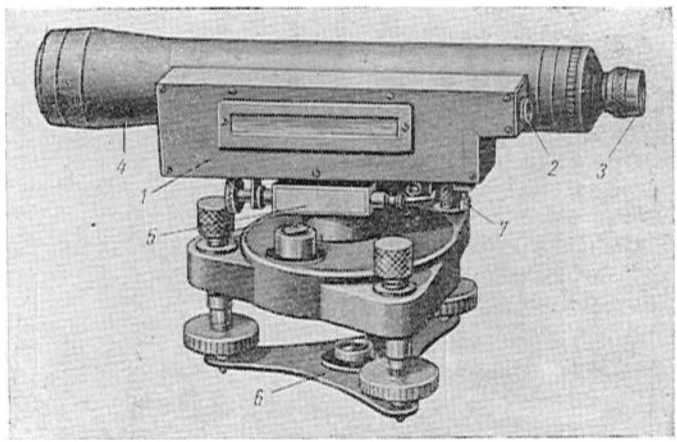


Fig. 188

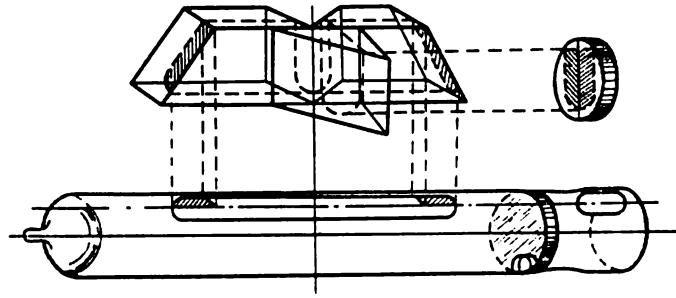


Fig. 189

diaire du système de prismes les demi-images de la bulle. Pour la régler la fiole est pourvue d'une chambre spéciale (fig. 189) se trouvant du côté de l'oculaire. S'il faut augmenter la longueur de la bulle, c'est-à-dire réduire la quantité du liquide contenu dans la fiole, on tourne le niveau, l'objectif dirigé en haut, et on le secoue doucement.

Pour réduire la longueur de la bulle, il faut tourner l'instrument, l'objectif dirigé en bas. L'éclairage de la bulle par la fenêtre inférieure de la boîte de la nivelle est effectué à l'aide d'un système optique *5* (fig. 188) pouvant prendre de différentes positions. La lunette du niveau est à réglage interne qui est effectué par une vis de réglage. Le grossissement de la lunette est de 32 fois, le champ visuel est de 1°. Le niveau a une nivelle sphérique destinée au stationnement préliminaire de l'instrument. Le poids du niveau est de 2,2 kg.

La vis calante serre le niveau contre le support à l'aide de la plaque-ressort *6* ; au centre de la plaque est fixée une bague taraudée destinée à la vis calante. Lorsqu'on visse la vis calante la plaque fait ressort et serre les vis de réglage contre le support. Les vis de réglage sont pourvues de couvercles et de dispositifs à régler. Le corps de la lunette était coulé ensemble avec la boîte de la nivelle, et il est fixé au pivot tournant dans un manchon dont le bout inférieur est encastré dans le support à trois vis de réglage. La rotation du corps de la lunette s'effectue à la main. Son mouvement est stoppé par une vis calante. Le réglage de précision se fait à l'aide d'une vis micrométrique.

Vérifications du niveau

Au nivellement l'axe de visée de la lunette doit être horizontal. Pour cela la nivelle cylindrique du niveau est réglable de façon a pouvoir rendre son axe parallèle à l'axe de visée de la lunette. Pour

que l'axe de visée reste horizontal lorsqu'on le tourne autour du pivot de rotation vertical du corps de la lunette, l'axe de visée et, par conséquent, l'axe de la nivelle doivent être perpendiculaires au pivot vertical du niveau.

Avant de vérifier le niveau il faut, premièrement, régler la longueur de la bulle et, deuxièmement, à l'aide de la nivelle sphérique, amener le pivot de rotation du niveau en position verticale. Dans le cas contraire on ne verra pas par les prismes, les demi-images de la bulle.

Le niveau fixe doit satisfaire aux conditions suivantes :

1. L'axe de la nivelle cylindrique doit être perpendiculaire au pivot de rotation de l'instrument.

La verticalité du pivot de rotation assurée au moyen d'une nivelle sphérique, on amène l'axe de la nivelle cylindrique en direction de deux vis calantes et en les manipulant on amène la bulle avec précision en faisant coïncider les demi-images de la bulle qu'on observe par les prismes. Ensuite, on fait décrire à l'instrument une rotation de 180° autour du pivot. Si la coïncidence n'est pas rompue, la condition est remplie. Dans le cas contraire, il faut manipuler la vis calante 7 (fig. 188) de la nivelle pour réduire à moitié l'écart des demi-images. On répète la vérification jusqu'à ce que la condition soit remplie, en précisant avant chaque répétition de la vérification à l'aide de la nivelle cylindrique la verticalité du pivot de rotation du niveau. Répétant la vérification plusieurs fois de façon qu'on puisse remplir la condition indiquée et rendre le pivot de rotation vertical. Si en faisant coïncider les demi-images, la bulle, observée par la fenêtre latérale de la boîte de la nivelle, ne se trouve pas au milieu de la fiole, on admet que le point zéro de la nivelle soit déplacé au point qui correspond au contact des demi-images, observées par les prismes.

2. L'axe de la nivelle sphérique doit être parallèle au pivot de rotation du niveau.

Après avoir rendu vertical le pivot de rotation, la bulle de la nivelle sphérique doit se trouver au centre du cercle de la boîte de nivelle.

Cette condition doit être remplie à l'usine, c'est pourquoi la nivelle sphérique du niveau fixe n'a pas de vis calantes. Cependant on peut régler la position de la bulle, si la condition indiquée ci-dessus n'a pas été remplie, en dévissant les vis qui fixent la nivelle au support et en plaçant une feuille de papier ou d'étain battu sous la nivelle de façon à remplir cette condition, après quoi on la fixe à nouveau.

3. L'axe de visée de la lunette doit être parallèle à l'axe de la nivelle cylindrique.

Cette condition est vérifiée par le double nivellement d'un même alignement entre deux points nivelés distants de 40 à 50 m. La pre-

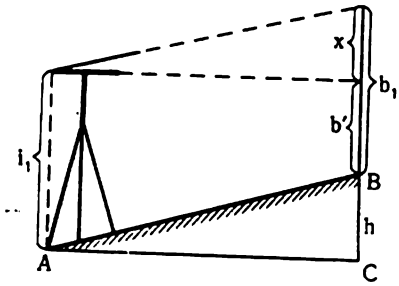


Fig. 190

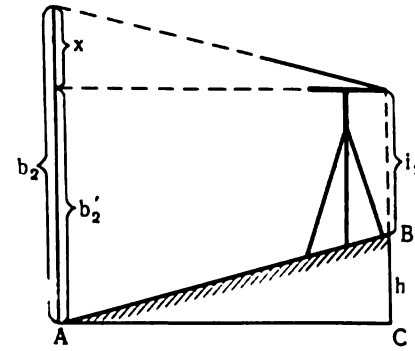


Fig. 191

mière fois on effectue le nivellement du point médian de la ligne AB, à des distances égales à partir de l'instrument jusqu'aux mires. Dans ce cas, indépendamment de la condition du parallélisme de l'axe de visée et de celui de la nivelle on obtient la valeur exacte de la différence de niveau h. La seconde fois on nivelle la même ligne suivant le procédé de visée avant (la position du niveau et de la mire est indiquée sur la fig. 190).

Ayant mesuré la hauteur de l'instrument i_1, on fait coïncider les demi-images de la bulle, après quoi on effectue sur la mire la lecture b_1. Si l'axe de visée et l'axe de la nivelle sont parallèles, la lecture de précision b_1 sur la mire doit être égale à $i_1 - h$ et la différence $b_1 - b_1' = x$, doit être égale à zéro. Si cette condition n'est pas remplie, en manipulant les vis calantes du réticule, on le déplace de façon à obtenir au trait horizontal la lecture précise :

$$b_1' = i_1 - h.$$

Si le nivellement se fait du point médian ou du point de départ de la ligne AB, on doit changer la focalisation de la lunette. Cela peut donner naissance, outre les erreurs dues au non-parallélisme de l'axe de visée et de l'axe de la nivelle, une erreur due au déplacement incorrect de la lentille-véhicule (ou bien due au déplacement incorrect du tube porte-oculaire dans celui de l'objectif). Pour éviter une telle erreur on peut utiliser la méthode de double visée à partir des deux points extrêmes de la ligne AB (fig. 190 et 191).

Dans ce cas on peut écrire deux formules pour la valeur absolue de la différence de niveau h.

De la fig. 190 :

$$|h| = i_1 - b_1' = i_1 - b_1 + x$$

et de la fig. 191 :

$$|h| = b_2' - i_2 = b_2 - x - i_2,$$

d'où

$$i_1 - b_1 + x = b_2 - x - i_2$$

et

$$x = \frac{b_1 + b_2}{2} - \frac{i_1 + i_2}{2}.$$

Ayant trouvé l'erreur x, on obtient la lecture précise d'après la formule :

$$b_1' = b_1 - x$$

ou

$$b_2' = b_2 - x.$$

Sur cette graduation doit être calé le trait horizontal du réticule à l'aide des vis calantes.

Si le niveau est mis en station de façon que l'oculaire de la lunette à la position horizontale de l'axe de visée soit de 2 à 3 cm au-devant d'un piquet, on peut relever avec une grande précision la hauteur de l'instrument, la mire étant placée sur le piquet. Dans ce but, sur l'objectif est enfilé un couvercle de carton peint en noir et percé au centre d'un trou de 2 à 3 mm de diamètre. L'opérateur, tout en regardant par l'orifice de la mire, donne l'ordre à son aide de déplacer sur la mire un curseur en cellulose transparent portant un trait noir horizontal de sorte que le trait soit vu exactement au centre du trou du couvercle.

C'est d'après ce trait qu'en détournant le regard de la lunette, l'opérateur fait la lecture sur la mire.

Avant de vérifier la troisième condition il faut s'assurer de la position exacte du réticule.

4. L'un des traits doit être perpendiculaire au pivot de rotation du niveau. La condition est vérifiée et exécutée comme pour le théodolite.

Le réticule convenablement réglé, on peut se borner, le cas échéant, à vérifier seulement les trois premières conditions.

Pour les niveaux fixes à nivelles cylindriques classiques on vérifie l'exécution des mêmes conditions, mais les nivelles sont observées directement et non pas par les prismes.

§ 107. NIVEAU FIXE HB-1 A NIVELLE A PRISMES RÉFLECTURS. VÉRIFICATIONS DU NIVEAU

La fig. 192 représente un niveau fixe à prismes réflecteurs dans lequel les demi-images de la bulle de la nivelle sont observées dans le champ visuel de la lunette directement à l'aide du système

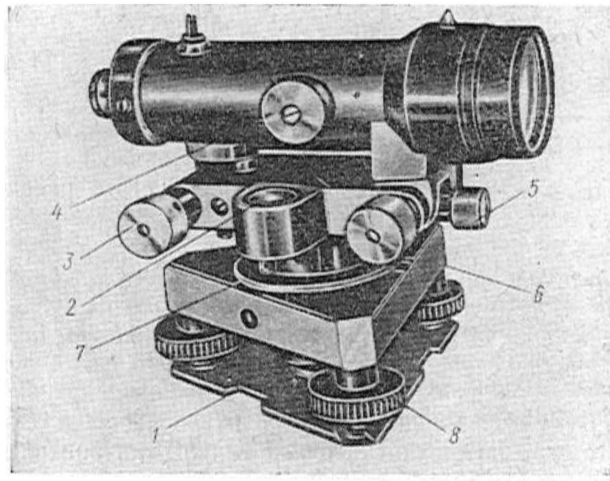


Fig. 192

de prismes (fig. 193). Grâce à cela l'opérateur voit simultanément dans le champ de la lunette la mire et les demi-images de la bulle, ce qui accélère les observations et réduit la fatigue de l'œil. La valeur d'une division de la nivelle cylindrique est de 17 à 23″ sur 2 mm. Dans la boîte de la nivelle, du côté de l'oculaire, il y a quatre vis calantes fermées par une plaque mobile. La lunette est à réglage interne qui s'effectue par la vis spéciale *4* (fig. 192). Le grossissement de la lunette est 31 ; le champ est de 1°20′. Le poids du niveau est de 1,8 kg.

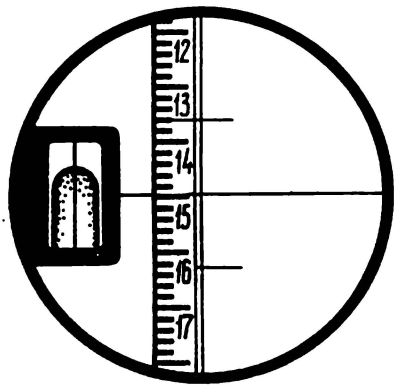


Fig. 193

Le niveau HB-1 est pourvu d'une vis micrométrique *3* destinée à installer précisément l'axe de visée dans la position horizontale. Le réglage grossier de l'axe de visée se fait à l'aide de la nivelle sphérique *2* fixée à la partie supérieure de l'instrument

qui tourne avec la lunette autour du pivot vertical du niveau. La nivelle sphérique a trois vis calantes *7*. Une planche de hausse et un guidon servent à pointer grossièrement la lunette sur la mire. Le pointage de précision se fait à l'aide de la vis micrométrique *6*, la vis *5* ayant été fixée. Sur le support du trépied *1* il y a trois vis de réglage *8*. Le niveau, pourvu d'une vis micrométrique et d'une nivelle sphérique, peut être réglé en 1,5 fois plus rapidement par rapport à celui qui n'en a pas.

Le niveau HB-1 est destiné au nivellement technique ; d'après ses qualités optiques et mécaniques, il est plus perfectionné que le niveau fixe décrit dans le § 107. Le niveau HB-1 est conçu pour un travail effectué en n'importe quelle saison de l'année à de différentes conditions météorologiques.

Vérifications du niveau

Afin de rendre l'axe de visée de la lunette horizontal, on agit sur la vis micrométrique avant chaque lecture sur la mire, c'est pourquoi on n'a plus besoin de vérifier la nivelle cylindrique. Il faut seulement vérifier et ajuster la nivelle sphérique au stationnement grossier de l'instrument. La vérification principale du niveau consiste à vérifier le parallélisme de l'axe de visée et de celui de la nivelle cylindrique.

Le niveau HB-1 doit satisfaire aux conditions suivantes :

1. L'axe de la nivelle sphérique doit être parallèle à l'axe de rotation du niveau.

Pour vérifier cette condition, on amène, à l'aide des vis calantes, la bulle de la nivelle sphérique au centre du cercle de la boîte de nivelle, et on tourne la partie supérieure du niveau à 180° autour de son axe. Si la bulle reste au centre, la condition est remplie. Dans le cas contraire on déplace la bulle vers le centre à la moitié de sa déviation en manipulant les vis calantes de la nivelle. On effectue cette vérification plusieurs fois.

2. L'axe de la nivelle cylindrique et l'axe géométrique de la lunette doivent se trouver dans des plans parallèles (verticaux, si l'axe de rotation du niveau se trouve dans la position de travail).

Après avoir amené l'axe de rotation du niveau dans la position verticale, on amène en coïncidence dans le prisme à l'aide de la vis micrométrique les demi-images des extrémités de la bulle, et on fait la lecture sur la mire. En manipulant les vis calantes, on donne au niveau une faible inclinaison, tout en observant que la lecture sur la mire ne change pas. On note la position des demi-images, après quoi on ramène l'instrument dans sa position initiale, et on vérifie la lecture sur la mire en inclinant le niveau à l'aide des vis calantes, dans le sens inverse, conservant inchangeable la lecture sur la mire. Si les demi-images des extrémités de la bulle

ne s'écartent pas ou bien elles s'écartent dans les deux cas dans la même direction, la condition est remplie. Si les demi-images s'écartent dans les directions contraires, la position de l'axe de la nivelle est réglée à l'aide de ses vis latérales.

3. L'axe de visée de la lunette doit être parallèle à celui de la nivelle cylindrique.

La vérification peut être effectuée par double nivellement d'un même alignement, comme dans le cas de la vérification de cette condition du niveau fixe décrit ci-dessus.

Mais le réticule étant fixé dans le cas du niveau HB-1, la correction du non-parallélisme des axes est effectuée à l'aide des vis micrométriques supérieure et inférieure de la nivelle. Dans ce but, en agissant sur les vis micrométriques, on amène le trait médian du réticule sur la lecture corrigée, et on fait coïncider, à l'aide des vis micrométriques les demi-images des extrémités de la bulle de la nivelle, vues dans les prismes.

4. L'un des traits du réticule doit être vertical, le niveau étant en position de travail.

La vérification peut s'effectuer au moyen d'un fil à plomb installé à 20 ou 25 mètres environ du niveau.

Cette condition est remplie par l'usine. Le cas échéant, si cette condition n'est pas observée, on dévisse et on démonte le tube porte-oculaire, après quoi on déplace le réticule grâce au jeu des trous pour 3 vis calant la monture du réticule au tube porte-oculaire.

§ 108. NIVEAU FIXE HC-3 AUTOREDUCTEUR

Le niveau fixe de construction originale a été inventé en 1946 par l'ingénieur soviétique G. Y. Stodolkévitch (fig. 194). Le corps

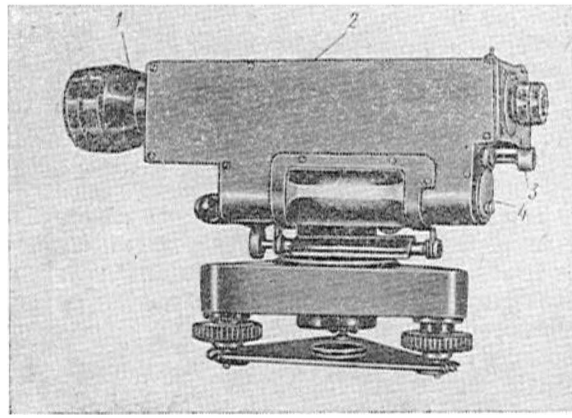


Fig. 194

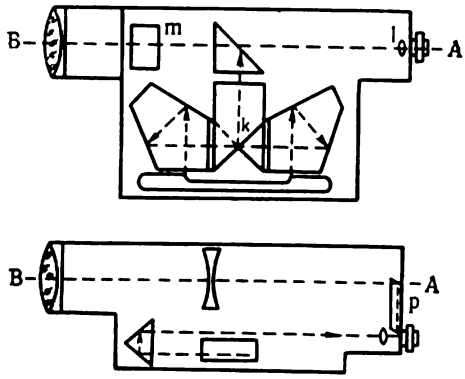


Fig. 195

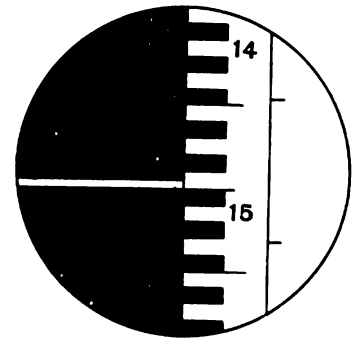


Fig. 196

de la lunette *1* à réglage interne et la boîte *2* de la nivelle cylindrique sont coulés ensemble.

A l'aide d'un système optique particulier (fig. 195) l'image coïncidée des deux extrémités de la nivelle cylindrique est transmise dans le champ de la lunette de telle sorte que l'opérateur y voit simultanément la mire et l'image coïncidée des extrémités de la bulle de la nivelle (fig. 196). Sur la fig. 195 le cheminement des rayons est marqué par des flèches, à partir des extrémités de la bulle de la nivelle à travers un système de prismes ; au point *k* les images des deux extrémités se coïncident et sont transmises par les prismes et la lentille cylindrique *l*. L'image coïncidée des extrémités de la bulle sous forme d'une ligne droite sert d'indicateur pour effectuer l'opération des lectures sur la mire au lieu du trait horizontal du réticule. L'oculaire de la lunette est décalé par rapport à son axe géométrique *AB*, et l'image de l'objet, donnée par l'objectif de la lunette, à l'aide du prisme *p*, est transmise sur le plan de l'image des extrémités de la bulle de la nivelle. Ce prisme cache une partie du champ visuel, et son arête verticale, vue dans l'oculaire, sert au pointage sur la mire. Ayant fait coïncider l'arête verticale du prisme avec l'image de la mire, on relève la lecture sur la mire. La fig. 196 indique la lecture 1496 mm. Lorsque la lunette est inclinée, l'indicateur et l'image de la mire se déplacent dans le champ de la lunette dans une même direction et d'une même grandeur, donc la lecture sur la mire ne varie pas. Le système optique qui transmet l'image des extrémités de la bulle est calculé de façon que dans un instrument ajusté, l'indicateur se trouve toujours dans un même plan horizontal avec le centre optique de l'objectif de la lunette. Par conséquent, la ligne de visée qui passe par l'indicateur et le centre optique de l'objectif est placée automatiquement dans le plan horizontal. Lors du nivellement, il suffit seule-

ment de stationner l'instrument d'après la nivelle sphérique de telle sorte que l'indicateur, c'est-à-dire l'image coïncidée des extrémités de la bulle de la nivelle, apparaisse dans le champ de la lunette. La lecture sur la mire à l'aide de l'indicateur correspondra à la position horizontale de la ligne de visée indépendamment de l'inclinaison de la lunette. L'inclinaison de l'axe géométrique de la lunette à l'horizon est admise dans les limites de ±90″ (dans le niveau de Stodolkévitch), c'est-à-dire que l'angle maximum entre les deux positions extrêmes de l'axe géométrique sera de 3′. La conception du niveau de Stodolkévitch facilite le travail du niveleur et permet d'accélérer le procédé de nivellement, réduisant le temps nécessaire à la mise en station de l'instrument. Avec cela la qualité du nivellement ne baisse pas, mais au contraire, elle peut être élevée, car le résultat du nivellement est automatiquement libéré de l'erreur due à la stabilité insuffisante de l'instrument, par exemple sur un sol tendre ou boueux. Outre cela, on n'a plus besoin d'amener chaque fois la bulle de la nivelle au milieu du tube avant d'effectuer la lecture sur la mire.

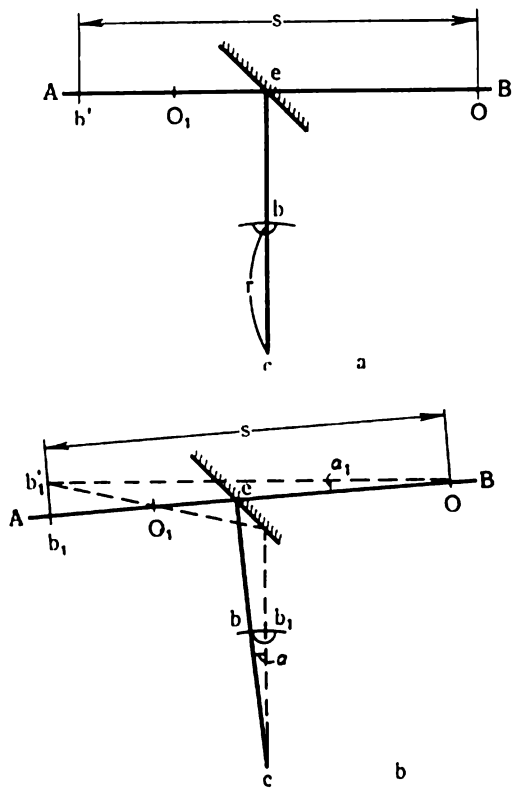


Fig. 197

Fonctionnement du système optique. Le système optique de projection de l'image des extrémités de la bulle dans le champ de la lunette est conçu de façon que soit observée la condition :

$$r\upsilon = s, \qquad (a)$$

r étant le rayon de la surface intérieure de la nivelle cylindrique ; υ, le grossissement du système optique, projetant l'image de la bulle de la nivelle (sur la fig. 197 a, b) est représenté par l'intermédiaire d'une lentille ayant le centre optique O_1 et le miroir e qui remplace le système de prismes) ; s, la distance entre le centre

optique O de l'objectif de la lunette et le plan des images. Si l'axe géométrique AB de la lunette est horizontal (fig. 197), le milieu de la bulle de la nivelle b, s'étant réfléchi du miroir e et passant par O_1, sera représenté au point b', et la ligne de visée $b'O$ sera aussi horizontale. Comme la ligne cb est perpendiculaire dans ce cas, il est évident que $cb \perp b'O$. Supposons maintenant que l'axe géométrique AB occupe une position inclinée à l'horizon (fig. 197, b), où le milieu de la bulle de la nivelle b se déplace au point b_1 d'un arc l, correspondant à l'angle au centre α. Que l'image du point b_1 se soit déplacée avec cela au point b_1' d'une grandeur $b'b'_1 = l'$ et la ligne de visée b'_1O forme avec AB un angle α_1. Il est facile de démontrer que si la condition (a) a été observée, la ligne de visée b_1O est horizontale.

Ayant exprimé les angles α et α_1 en radians et envisageant l d'après sa petitesse comme étant un arc de rayon s, on peut écrire :

$$l = r \cdot \alpha \quad \text{et} \quad l' = s\alpha_1. \tag{b}$$

Comme $b'b'_1$ représente l'image bb_1, obtenue avec un grossissement v, on a :

$$l' = l_v. \tag{c}$$

Des équations (c) et (b) on trouve :

$$s\alpha_1 = rv\alpha ;$$

mais d'après la condition (a)

$$rv = s ;$$

par conséquent :

$$s\alpha_1 = s\alpha,$$

d'où

$$\alpha_1 = \alpha.$$

Pour ces angles, comme nous l'avons vu, $cb \perp b'O$; par conséquent, leurs côtés cb_1 et b'_1O sont réciproquement perpendiculaires. Mais le milieu de la bulle de la nivelle b_1 se trouve sur le rayon perpendiculaire cb_1 ; par conséquent, la ligne, $b_1'O$ lui étant perpendiculaire est horizontale.

Si on règle la lunette, la distance s ne reste pas constante ; $s = f$, c'est-à-dire à la distance focale équivalente de l'objectif pointé à l'infini. Cependant, l'erreur, due à la focalisation, dans la position de l'image du milieu de la bulle de la nivelle est petite et n'a pas d'importance pratique.

Le grossissement de la lunette du niveau HC-3 est égal à 31. La valeur d'une division de la nivelle cylindrique est de 30″ sur 2 mm.

Vérifications du niveau. Le réglage de l'instrument est effectué soigneusement à l'usine ; c'est pourquoi dans des conditions de travail on n'effectue que les vérifications suivantes :

1. L'axe de la nivelle sphérique doit être parallèle à celui de la rotation de l'instrument. Cette vérification est effectuée identiquement à celle du niveau fixe HB-1. La nivelle sphérique est pourvue des vis micrométriques.

2. L'indicateur doit représenter une ligne droite et non pas une bande. La bande est formée à cause de l'écartement des images des extrémités de la bulle, si pour une cause quelconque varie la longueur de la bulle. Dans ce cas, pour faire coïncider les extrémités de la bulle, on a recours à la vis micrométrique *3* (fig. 194), dont le filet entre dans la monture des prismes correspondants du système optique.

Lorsqu'on manipule cette vis, les prismes se déplacent dans de différents côtés jusqu'à ce que les images des extrémités de la bulle se coïncident, formant une ligne droite.

3. La ligne de visée doit être horizontale. La vérification est effectuée par double nivellement d'un même alignement identiquement à la vérification du parallélisme de l'axe de visée et de celui de la nivelle faite dans un niveau fixe. L'installation de l'indicateur sur la lecture exacte se fait à l'aide de vis micrométriques de la nivelle cylindrique qui se trouvent sous le couvercle rabattable *4* (fig. 194).

Le réglage du niveau étant effectué précisément à l'usine,

1. les lectures ne doivent pas varier lorsque l'axe géométrique de la lunette est incliné à l'horizon dans les limites de ±90″ ;

2. les axes optiques de la lunette et de la lentille cylindrique doivent se trouver dans un même plan, perpendiculaire à l'axe de rotation du niveau.

Ayant installé la mire à 60—70 m du niveau et manipulant l'une des vis calantes, on déplace l'indicateur dans deux positions extrêmes : inférieure et supérieure. Si les lectures sur la mire seront les mêmes dans les deux positions, la première condition est remplie.

Ayant amené le niveau à l'état de travail, on tourne lentement la lunette autour de l'axe vertical du niveau. Si l'indicateur se trouve au milieu de la bande de lumière de la partie gauche du champ de la lunette (fig. 196), ne changeant pas sa position, la seconde condition est remplie.

Les conditions n'étant pas remplies, le niveau doit être réparé à l'atelier. La première condition est remplie en déplaçant le prisme *m* et la lentille *l* (fig. 195) dans la direction parallèle à l'axe opti-

que de la lunette, et la seconde condition, en déplaçant la lentille *l* dans la direction perpendiculaire à ce même axe.

Le niveau de Stodolkévitch peut être largement utilisé dans le nivellement technique. L'utilisation de ce niveau est surtout avantageuse sur les terrains marécageaux. De tels niveaux sont fabriqués maintenant aussi par les firmes étrangères.

§ 109. NIVEAU A LUNETTE MOBILE. SA VERIFICATION

La lunette du niveau dont la nivelle est fixée au support, (fig. 198) peut tourner autour de l'axe géométrique ainsi que sur ses colliers. Le tube porte-objectif de la lunette est pourvu de deux tourillons de même diamètre reposant étroitement sur les colliers qu'on recouvre du dessus par des fermoirs.

Les niveaux modernes sont munis des lunettes à réglage interne. Le niveau (fig. 198) est équipé d'une lunette à tube porte-oculaire coulissant. Le grossissement de la lunette est de 30 fois ; le champ est de 1° ; la valeur d'une division de la nivelle est de 18″. Le niveau est destiné à l'opération du nivellement technique.

L'exigence principale présentée aux niveaux : l'axe de visée soit parallèle à celui de la nivelle et perpendiculaire à l'axe de rotation de l'instrument. Evidemment, si l'on place l'axe de la nivelle cylindrique perpendiculairement à celui de rotation de l'instrument, et puis on tâche d'amener l'axe de visée dans la position parallèle à l'axe de la nivelle, cette condition sera remplie. Le parallélisme des axes ne doit pas être dérangé ni lors de rotations de la lunette autour de l'axe géométrique, ni lors de ses retournements sur les colliers. La nivelle n'étant pas solidaire de la lunette, la condition de la perpendicularité de l'axe de la nivelle à celui de rotation de l'instrument ne dépend ni de rotations, ni de retournements de la lunette. Mais l'axe de visée, parallèle à celui de la nivelle, ne gardera ce parallélisme que s'il coïncide avec l'axe géométrique et

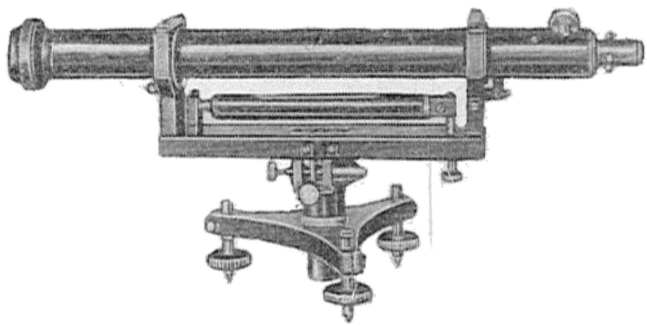


Fig. 198

si les diamètres des tourillons sont égaux. Par conséquent, la condition du parallélisme de l'axe de visée et de celui de la nivelle se ramène à la condition du parallélisme de l'axe de la nivelle à la composante inférieure des tourillons, si l'axe de visée coïncide avec l'axe géométrique et les diamètres des tourillons sont égaux. Pour satisfaire à cette condition, il faut que les tourillons de la lunette se trouvent à la même hauteur au-dessus de l'axe de la nivelle, c'est-à-dire les colliers de la lunette doivent être identiques. Le retournement de la lunette sur ses colliers n'influencera pas alors sur le parallélisme des axes de visée et de la nivelle. Donc, l'exigence principale, présentée lors de l'utilisation du niveau donné, se traduit ainsi :

1. L'axe de la nivelle cylindrique doit être perpendiculaire à celui de rotation de l'instrument.
2. Les axes géométrique et de visée de la lunette doivent coïncider.
3. Les colliers de la lunette doivent être identiques.
4. Les diamètres des tourillons doivent être égaux.

De plus on a recours au cinquième point : l'un des traits du réticule doit être perpendiculaire à l'axe de rotation du niveau.

Vérifications du niveau

1. La perpendicularité de l'axe de la nivelle à celui de rotation de l'instrument est vérifiée comme dans le cas du niveau fixe.

2. Les verres centrés convenablement de la lunette, l'axe géométrique de la lunette passe par les centres optiques de l'objectif et de l'oculaire, l'axe de visée passe par le centre optique de l'objectif et la croisée des traits du réticule. A cause du décalage possible de diaphragme, la croisée des traits peut ne pas se trouver sur l'axe géométrique. Afin de la vérifier on installe la mire à 50 m du niveau, et on amène l'axe de visée dans la position horizontale en agissant sur les vis calantes, on effectue la lecture sur la mire. Si la croisée des traits k (fig. 199) se trouvait sur l'axe géométrique, on obtiendrait en visant sur la mire une lecture exacte M qui resterait la même indépendamment de toutes les rotations de la lunette autour de l'axe géométrique. Soit la croisée des traits se trouvant en réalité au point k_1 (c'est-à-dire l'axe de visée ne coïncide pas avec l'axe géométrique), on obtiendra alors la lecture M_1 avec une erreur quelconque x. Alors la lecture exacte sera :

$$M = M_1 - x. \qquad (a)$$

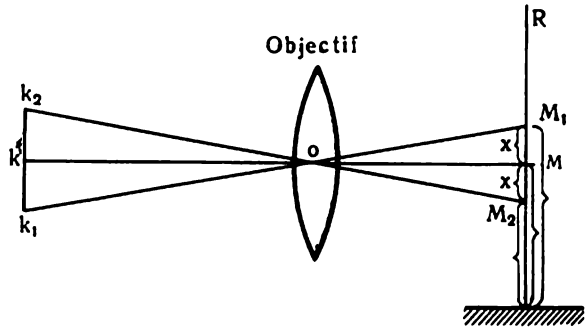


Fig. 199

Tournons la lunette à 180° autour de l'axe géométrique, la croisée des traits passera au point symétrique k_2 et, visant dans la direction k_2o, on obtient la nouvelle lecture M_2, fausse de la même grandeur x. Avec cela

$$M = M_2 + x. \tag{b}$$

Additionnant (a) et (b), on a :

$$2M = M_1 + M_2,$$

d'où la lecture exacte

$$M = \frac{M_1 + M_2}{2} \tag{c}$$

sera la moyenne arithmétique des deux lectures sur la mire, obtenues à deux positions du trait horizontal.

Pour faire coïncider l'axe géométrique avec celui de visée, on utilise le procédé suivant. Manipulant les vis micrométriques verticales du réticule, il faut déplacer le diaphragme dans le sens vertical jusqu'à ce qu'on obtienne la lecture exacte M sur le trait horizontal. Des opérations identiques sont répétées par rapport au deuxième trait, l'ayant amené dans la position horizontale.

Si le centre de l'objectif ne se trouvait pas sur l'axe géométrique, en définitive des opérations décrites, l'axe de visée occuperait la position parallèle à l'axe géométrique.

Conclusion : on peut ne pas faire coïncider l'axe de visée avec l'axe géométrique, mais alors pour obtenir des résultats exacts, il faut lire la mire avant et après la rotation de la lunette à 180° autour de l'axe géométrique et prendre leur moyenne arithmétique.

3. Supposons que le tourillon gauche de la lunette est disposé plus bas que celui de droite, c'est-à-dire admettons que par rapport

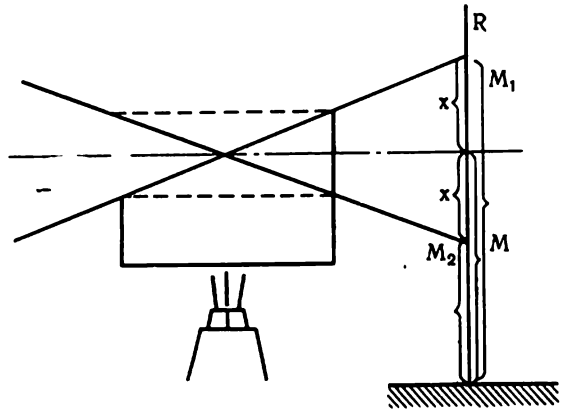


Fig. 200

à l'axe horizontal de l'axe de la nivelle, le tourillon gauche est plus court que celui de droite alors, en visant comme l'on voit sur la fig. 200, on obtiendra sur la mire une lecture quelconque M_2. Evidemment qu'on a la lecture M, qui n'est pas faussée par l'inégalité des colliers, en prenant $M=M_1-x$ et $M=M_2+x$, d'où $2M=M_1+M_2$ et :

$$M=\frac{M_1+M_2}{2},$$

c'est-à-dire la lecture, à laquelle les colliers seraient égaux, est égale à la moyenne arithmétique des deux lectures sur la mire, obtenues à deux positions de la lunette avant et après son retournement sur les colliers. Manipulant les vis micrométriques du support, on déplace la lunette dans le sens vertical jusqu'à ce qu'on obtienne sur le trait horizontal la lecture calculée M. Les tourillons trouveront alors à la même hauteur au-dessus de l'axe de la nivelle.

Evidemment on peut ne pas effectuer ce procédé, mais alors pour obtenir des résultats convenablement exacts, il faudra relever les lectures sur la mire avant et après le retournement de la lunette dans les colliers et prendre leur moyenne arithmétique.

4. Si les diamètres des tourillons sont égaux, l'axe de visée sera parallèle à celui de la nivelle. C'est pourquoi, après avoir nivelé deux fois la même ligne, comme il a été indiqué dans le cas du niveau fixe, nous devons obtenir une erreur $x=0$ ou proche de zéro, dans les limites de la précision du nivellement. Dans le cas contraire, il faut conclure que les diamètres des tourillons ne sont pas égaux.

L'inégalité des diamètres des tourillons ne peut être éliminée

qu'à l'atelier. Si les diamètres sont inégaux, on peut se servir du niveau comme d'un niveau fixe, c'est-à-dire ne tournant et ne retournant pas la lunette. Dans ce cas, après la vérification de la nivelle, il faut déterminer la lecture précise par double nivellement et y placer le trait horizontal à l'aide des vis micrométriques du réticule ou des vis micrométriques du support. La vérification de l'inégalité des diamètres des tourillons dans le niveau examiné se fait une fois dans la période de travail, car les tourillons ne s'usent qu'après une longue utilisation.

5. Pour vérifier la perpendicularité d'un des traits du réticule à l'axe de rotation du niveau, le stationnement du niveau étant parfait, on dirige l'axe de visée horizontal sur un point quelconque et, manipulant la vis micrométrique, on fait tourner la lunette à droite et à gauche. Si le trait ne se déplace du point, la condition est remplie. Dans le cas contraire la position de la lunette est corrigée à l'aide de la vis du support, qui touche la butée de la lunette.

§ 110. NIVEAU HT A LUNETTE MOBILE. VÉRIFICATIONS DU NIVEAU

Le niveau, type HT, à lunette mobile est pourvu d'une nivelle fixée à la lunette sur son côté (fig. 201). La nivelle à chambre de compensation est équipée d'un miroir rabattable destiné à l'observation de la bulle ; la valeur d'une division de la nivelle est de 17 à 25″ sur 2 mm. La lunette a un réglage interne ; le grossissement de la lunette est de 32 ; le champ visuel est de 1° environ. Le poids

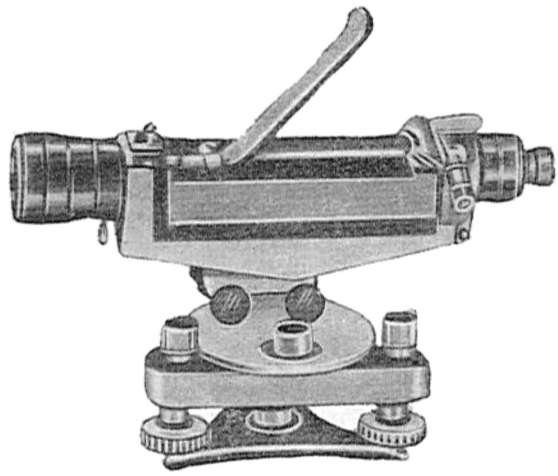


Fig. 201

du niveau est 2,4 kg. Le niveau est dépourvu des vis micrométriques des colliers de la lunette ainsi que des vis micrométriques latérales de la nivelle cylindrique. Pour le stationnement grossier le niveau est muni d'une nivelle sphérique sans vis micrométriques, comme dans le cas du niveau fixe à prismes réflecteurs. Vérification du niveau :

1. L'axe de la nivelle cylindrique et l'axe géométrique de la lunette doivent se trouver dans des plans parallèles (plans verticaux, si l'axe de rotation du niveau est dans la position de travail).

Pour vérifier cette condition on installe la nivelle dans la direction de deux vis calantes et, en les manipulant, on amène la bulle de la nivelle au milieu de la fiole. Après avoir dévissé les vis de butée dans les colliers, on tourne un peu la lunette dans les fourches dans de différents sens autour de son axe géométrique.

Si la bulle de la nivelle reste sur place ou si elle dévie dans le même sens à partir du milieu de la fiole, la condition est remplie. Si la bulle de la nivelle dévie dans de différents sens, la condition n'est pas remplie. Puisque la nivelle cylindrique du niveau HT n'a pas de vis micrométriques latérales, il est impossible de corriger la position de la nivelle. Cette condition doit être remplie par l'usine.

2. L'axe de la nivelle cylindrique doit être parallèle à la composante inférieure des tourillons de la lunette. Pour la vérifier, il faut amener la bulle de la nivelle au milieu de la fiole en agissant sur les vis calantes, enlever la lunette et la tourner sur ses colliers, c'est-à-dire la tourner à 180°. Si la bulle de la nivelle reste au milieu, la condition est remplie. Dans le cas contraire, on déplace la bulle en arrière à la moitié de l'arc de déviation.

3. L'axe de la nivelle cylindrique doit être perpendiculaire à celui de rotation du niveau. La vérification est effectuée identiquement à la vérification correspondante du niveau fixe, mais l'ajustage ne se fait pas à cause de l'absence des vis micrométriques des colliers de la lunette. Cette condition est remplie à l'usine.

4. L'axe de la nivelle sphérique doit être parallèle à celui de rotation du niveau. La vérification est effectuée comme pour le niveau fixe, après avoir stationné l'instrument à la position de travail.

5. L'un des traits du réticule doit être perpendiculaire à l'axe de rotation du niveau.

6. L'axe de visée de la lunette doit coïncider avec l'axe géométrique.

7. Les diamètres des tourillons doivent être égaux.

Les conditions 5, 6 et 7 sont vérifiées comme pour le niveau à lunette mobile et à nivelle fixée au support.

§ 111. ESSAI DES NIVEAUX

Outre les vérifications, on apprécie la qualité des pièces principales du niveau : la nivelle et la lunette. Dans ce but, il faut déterminer le grossissement de la lunette (§ 66), la valeur d'une division de la nivelle, et effectuer quelques essais.

Détermination de la valeur d'une division de la nivelle à l'aide de la mire. Après avoir placé le niveau à une distance $AB=d$ de la mire (fig. 202), il faut déplacer la bulle de la nivelle à droite du point zéro en manipulant la vis calante C (fig. 203, a), noter la moyenne des deux lectures prises aux extrémités de la bulle, par exemple, $\frac{0+6}{2}=+3$ divisions, et relever la lecture 2038 mm sur la mire.

Ensuite, avec la même vis calante, on déplace la bulle de la nivelle à gauche du point zéro (fig. 203, b). On prend la moyenne des deux lectures notées aux deux extrémités de la bulle de la nivelle, par exemple, $\frac{0-6}{2}=-3$ divisions, et on relève la nouvelle lecture 2002 mm sur la mire. A l'arc $h=2038-2002=36$ mm $=$ $=0{,}036$ m, décrit par le rayon d, correspond l'angle u qui est obtenu en radians, étant le rapport $h-d$:

$$u''=\frac{h}{d}\ 206\,265''.$$

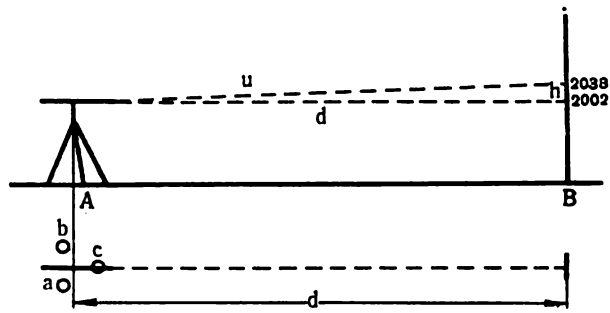


Fig. 202

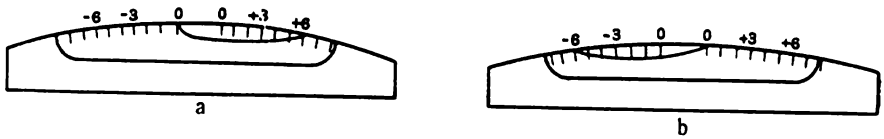


Fig. 203

Si à cet angle correspond une déviation de la bulle de la nivelle de $n=6$ divisions, la valeur d'une division μ du niveau sera, d étant égal à 60,4 m :

$$\mu'' = \frac{h}{nd}\, 206\,265'' = \frac{0{,}036}{6 \cdot 60{,}4}\, 206\,265'' = 19{,}8'' \approx 20''.$$

La fig. 203 représente un niveau ayant deux traits zéro. Si le trait zéro se trouve au milieu de la fiole, la suite des lectures relevées reste la même. Tout en effectuant les lectures à l'une des extrémités de la bulle, dirigée, par exemple, vers l'objectif, au signe +, et à l'autre extrémité, au signe −.

Essai de la conformité de la sensibilité de la nivelle au grossissement de la lunette. Après avoir stationné le niveau et ayant amené la bulle au milieu de la fiole, on lit la mire distante de 50 à 60 m de l'instrument. Manipulant la vis calante, on dévie un peu l'axe de visée et, par conséquent, la bulle de la nivelle à partir du milieu et, ne regardant pas dans la lunette, on ramène de nouveau la bulle de la nivelle au milieu. Si la nouvelle lecture sur la mire se distingue de la précédente, la sensibilité de la nivelle sera insuffisante. On remarque la sensibilité excessive en visant la lunette sur la mire et en amenant la bulle au milieu de la fiole. La lecture de mire effectuée, on manipule la vis calante c (fig. 202) et on regarde dans la lunette, après quoi on dévie un peu l'axe de visée et on le ramène de nouveau sur la lecture précédente. Si après ces opérations la bulle n'occupe pas sa position initiale, la nivelle a une sensibilité excessive.

Essai de l'exactitude du mouvement du tube porte-oculaire ou de la lentille de mise au point. L'essai est effectué sur le terrain plat à sol dur. Sur une circonférence de 50 m de rayon environ, dont le centre se trouve au point A (fig. 204), on marque une suite de points 0, 1, ... 9, distant les uns des autres de 10 m environ, et sur la prolongation du rayon AO on prend le point B, distant de 10 m du point O. A tous les points on plante des piquets et sur les bouts de ces derniers, des clous à tête sphérique. Après avoir stationné le niveau au point A et la mire successivement aux points 0, 1, 2, ... 9, on relève les lectures sur la mire à la même distance focale de la lunette en faisant attention que la bulle soit au milieu de la fiole. On répète le nivellement des points 0—9 par plusieurs opérations, en déplaçant la mire dans les sens direct (0—9) et inverse (9—0) à

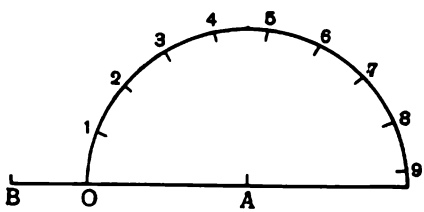


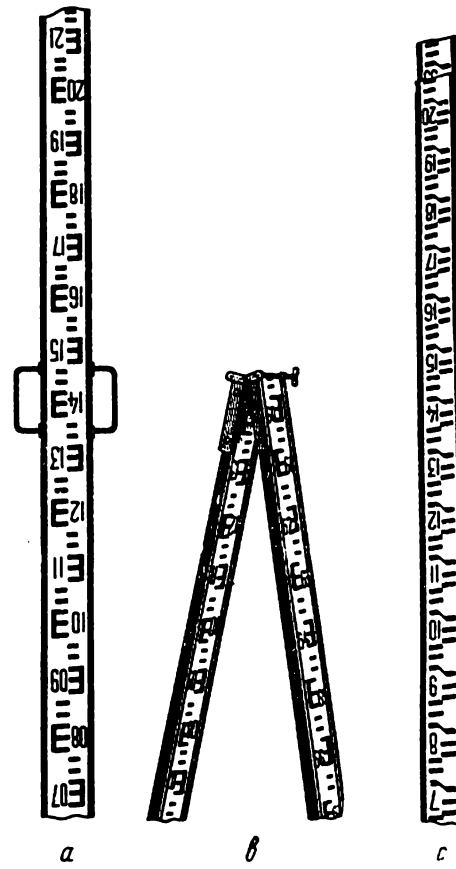
Fig. 204

chaque opération. Ayant déterminé la valeur moyenne des lectures sur les mires, on calcule les cotes de tous les points au-dessus du point zéro. Ensuite, on met en station le niveau au point *B* et on répète le nivellement des mêmes piquets, mais à des distances focales différentes. Si les cotes, calculées lors du nivellement à partir du point *B*, se distinguent des cotes de ces mêmes points, obtenus à partir du poste *A*, de plus de deux millimètres, il faut considérer le mouvement de l'oculaire ou de la lentille de mise au point incorrect. On élimine ce défaut à l'atelier mécanique.

§ 112. MIRES DE NIVELLEMENT. VÉRIFICATION DE MIRES

Les mires de nivellement représentent des règles (ordinairement en bois) de 3 à 4 m de longueur, 2 à 2,5 cm d'épaisseur et ayant jusqu'à 10 cm de largeur. Toute la mire est peinte à l'huile pour la préserver contre l'humidité. L'un ou deux côtés portent des divisions de 1 ou de 2 cm. Si le niveau est distant de 100 à 150 m de la mire, il est préférable d'utiliser les mires ayant des divisions de 2 cm. Pour faciliter les lectures, toutes les 5 ou les 10 divisions sont réunies en groupes. La grandeur d'une division sur la mire est appelée *valeur d'une division de la mire*. Les chiffres sont portés sur la mire sous forme renversée pour qu'ils soient représentés sous forme normale lorsqu'on regarde la mire dans la lunette. Les mires sont unipièce, pliantes et à coulisse (fig. 205, *a*, *b*, *c*).

Les mires unilatérales à coulisse sont généralement faites de deux règles qu'on fixe par des vis de serrage. Leur longueur définitive est de 4 m. Les parties des mires pliantes sont reliées entre elles par des fixations à charnière. Le pied de la mire porte un talon en tôle avec semelle (fig. 206).



a *b* *c*

Fig. 205

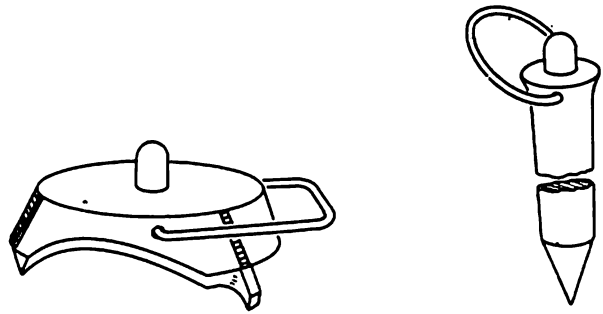


Fig. 206

Pour installer la mire dans la position verticale, on y fixe à la hauteur de 1,2 à 1,4 m une nivelle sphérique ou deux nivelles cylindriques disposées sous angle droit. L'exactitude de la fixation de la nivelle à la mire est vérifiée à l'aide d'un fil à plomb. Au nivellement technique on n'utilise presque pas les mires à nivelle. Les mires bilatérales (unipièce ou pliantes) ont une longueur de 3 m.

De telles mires sont graduées en centimètres de deux côtés ; avec cela, d'un côté les divisions sont peintes alternativement en blanc et en noir (côté noir), et de l'autre côté en blanc et en rouge (côté rouge). Sur le côté noir le pied de la mire coïncide avec la lecture zéro, et sur le côté rouge, avec la lecture, dépassant 4000 mm, par exemple, 4687 mm sur les mires unipièces et 4468 mm sur les mires pliantes. Grâce à cela les lectures, relevées sur différents côtés de la mire, seront différentes, mais les différences de ces lectures sur chaque côté doivent être égales entre elles ; sur cette particularité est basé le contrôle des lectures sur les mires lors du nivellement.

Parfois, sur les mires pliantes les lectures zéro des deux côtés coïncident avec le pied, mais sur le côté rouge les divisions sont égales à 1,1 cm. Pour traduire la différence des lectures sur le côté rouge en millimètres, il faut la multiplier par 1,1. Cela donne la possibilité de contrôler la différence des lectures. Ainsi, par exemple, si au nivellement de deux points les lectures sur les côtés noirs des mires sont égales à $a_{noir}=1416$ et $b_{noir}=626$, et sur les côtés rouges $a_{rouge}=1287$ et $b_{rouge}=570$, la différence des lectures sur le côté noir est : $h_{noir}=a_{noir}-b_{noir}=+790$ mm et la différence des lectures sur le côté rouge $a_{rouge}-b_{rouge}=+717$ doit être multipliée par 1,1 pour obtenir le dépassement en millimètres ; alors $h_{rouge}=717+72=+789$ mm. La divergence obtenue avec h_{noir} est de 1 mm, ce qui est admissible pour le nivellement technique.

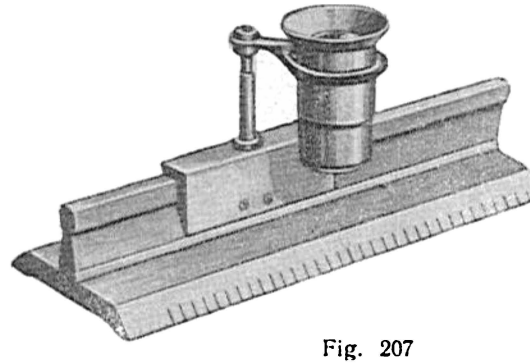


Fig. 207

Vérification des mires. Avant d'effectuer les lectures on vérifie la graduation des mires, en employant un mètre étalon de travail (fig 207). Le mètre étalon de travail est une règle métallique de section en T à bords biseautés. L'un des bords porte des divisions tous les 1 mm et sur l'autre, tous les 0,2 mm. Sur l'arête supérieure de la règle se déplace le dispositif à deux loupes, à l'aide duquel on effectue les lectures.

La mire à vérifier est posée horizontalement de façon que sa partie médiane ne s'incurve pas. Le mètre étalon de travail est posé dessus parallèlement aux bords de la mire. La vérification se fait par cases de dix divisions : 1—10, 10—20, 20—29 décimètres (les cases ne sont pas grandes à cause de l'usure des bords de la mire). Les divisions, sur lesquelles on effectue les lectures, doivent être marquées sur la mire par des traits fins portés avec un crayon convenablement pointu. La mesure consiste à effectuer une double lecture de chaque case sur le mètre étalon de travail. La longueur de la case est obtenue comme la différence de deux lectures. L'erreur faite lors de la détermination de la longueur d'une case dépend de la précision des lectures sur la règle. Cette précision peut atteindre de 0,05 à 0,10 mm. Après avoir vérifié les longueurs des cases indiquées, on vérifie la longueur de chaque décimètre. Les erreurs accidentelles des divisions décimétriques de la mire ne doivent pas dépasser 1 mm pour un nivellement de IVe ordre. Si on n'a pas de mètre étalon de travail, on peut vérifier les mires avec un ruban d'acier à divisions millimétriques.

§ 113. LECTURES FAITES SUR LA MIRE DE NIVELLEMENT

De règle, les mires utilisées au nivellement technique sont dépourvues de nivelles. Leur verticalité est évaluée à l'estime.

Afin de diminuer l'erreur de la lecture faite sur la mire, on secoue un peu la mire et l'observateur choisit la lecture la plus petite vue dans la lunette. Se rapportant à la fig. 208, on voit que

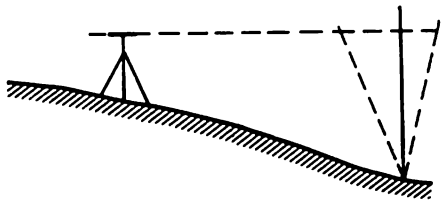


Fig. 208

celle-ci (si on ne prend pas en considération l'épaisseur du pied de la mire) correspond à la position de la mire, perpendiculaire à l'axe de visée, c'est-à-dire la mire est verticale. Il ne faut pas secouer la mire lorsque la hauteur du rayon de visée au-dessus du sol est moins de 1 m. D'après la table de corrections de l'inclinaison des lignes à l'horizon (ou table de réduction à l'horizon), il est facile d'établir que l'erreur des lectures faites sur la mire à une hauteur de 1 m ne dépassera les limites de 2 mm qu'à une inclinaison de la mire de 3°,5 et plus. Une telle inclinaison ne peut pas passer inaperçue. La précision de la lecture sur la mire secouée dépend aussi de l'épaisseur du pied : l'erreur est d'autant plus grande que la lecture est petite ; à des lectures de plus de 1000 mm cette erreur est pratiquement nulle.

L'axe de visée du niveau doit être strictement horizontal. On ne doit jamais oublier cette condition : avant d'effectuer chaque lecture sur la mire, il faut amener le milieu de la bulle de la nivelle exactement au point zéro, en manipulant la vis calante ou la vis micrométrique. Mais l'amenée de l'axe de la nivelle dans la position strictement horizontale pour chaque visée est liée au changement de l'horizon de l'instrument qui doit rester constant à toutes les visées sur le point de station. Cependant on peut s'assurer par simple calcul qu'il se produira un changement tellement insignifiant de la position de la lunette qu'en pratique on puisse le négliger. Soit, par exemple, 0,2 m la distance à partir du milieu de la lunette jusqu'à l'oculaire, et 20″ la valeur d'une division de la lunette. Supposons qu'avant d'effectuer la lecture sur la mire, la bulle de la nivelle a dévié d'une division à partir du milieu de la fiole. Si on ramène la bulle de la nivelle au milieu de la fiole en agissant sur la vis calante, cet oculaire ne se déplacera que de

$$\frac{20''}{206\,265''} \cdot 200 \text{ mm} = 0{,}02 \text{ mm},$$

ce qui est infiniment petit par rapport à la précision de la lecture sur la mire. Si on admet la déviation de la bulle égale à une division à partir du milieu de la fiole, l'écart sera égal à 5 mm dans la lecture sur la mire, le niveau étant distant de 50 m de la mire, c'est-à-dire l'erreur sera deux fois et demie plus grande que l'erreur admise ordinairement dans les lectures sur la mire.

§ 114. DISTANCE NIVEAU — MIRE

Supposons que le grossissement de la lunette du niveau soit $v=20$ et la valeur d'une division de la nivelle soit $\mu=20''$. Alors la déviation de l'axe de visée de la direction horizontale due au placement imprécis de la bulle de la nivelle au milieu de la fiole peut être égale à :

$$\pm 0{,}15\mu = \pm 0{,}15 \times 20'' = \pm 3'',$$

$\pm 0{,}15\ \mu$ étant l'erreur du placement de la bulle au milieu de la fiole. L'erreur de visée de la lunette à grossissement v peut être déterminée par la grandeur $\pm \frac{60''}{v}$; si $v=20$, l'erreur est $\pm 3''$. Par conséquent, la déviation de l'axe de visée de la déviation horizontale, compte rendu de ces deux causes, sera de $\pm 3'' \sqrt{2} = \pm 4''$. L'erreur admissible de la lecture sur la mire, étant de 2 mm (fig. 209), la distance d (niveau — mire) peut être déterminée de l'égalité :

$$\frac{2\text{ mm}}{d} = \frac{4''}{206\,265''},$$

d'où on trouve $d \approx 103$ m.

Si on utilise des niveaux à grossissement de 30 environ, la division de la nivelle étant de 20″, la distance niveau — mire peut

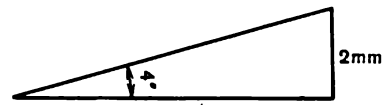


Fig. 209

atteindre 150 m, selon la destination du nivellement et la précision exigée.

§ 115. ENTRETIEN DU NIVEAU ET DES MIRES

Pour l'entretien du niveau, il faut se rapporter et observer les règles décrites dans le § 77. En utilisant le niveau on doit le protéger avec un parasol contre l'action directe des rayons de soleil. Avant de passer d'une station à une autre, il faut enlever la lunette reposant sur les fourches, et la porter séparément de l'instrument.

Il faut tenir les mires à l'état propre et les préserver contre les coups. La mire qui s'est trouvée sous la pluie doit être séchée à l'air et essuyée avec un doux chiffon propre.

CHAPITRE XVII

OPÉRATIONS DE TRAVAUX PUBLICS RELATIVES AU NIVELLEMENT TECHNIQUE. PIQUETAGE DES COURBES

§ 116. TRACÉ D'UN AXE SUR LE TERRAIN (TRAVAUX GÉODÉSIQUES)

La construction d'une voie de communication, d'un canal ou d'une canalisation (pipe-line, etc.) est précédée d'un piquetage ou nivellement technique de l'axe projeté de cette voie future appelée le tracé. Les travaux géodésiques effectués sur le terrain se composent des opérations suivantes : détermination sur le terrain de l'axe et de l'inclinaison donnés ; jalonnement et matérialisation sur le terrain de l'axe projeté ; mesure et disposition des angles aux sommets du tracé ; disposition du piquetage et des profils en travers ; levé sur le terrain d'une bande d'études ; nivellement du tracé et des profils en travers.

La plus grande partie de ces travaux est effectuée à l'aide d'un théodolite et d'un ruban (nivellement technique préalable).

Détermination sur le terrain de l'axe de direction donnée. La direction initiale de l'alignement est prise généralement sur la carte en mesurant son azimut ou l'angle compris entre l'axe projeté et un alignement quelconque porté sur la carte et existant sur le terrain (chemin de fer, autoroute, etc.). La carte topographique étant établie suivant le vrai méridien, on utilise généralement le théodolite avec la boussole lors de l'établissement du tracé sur le terrain, il est nécessaire en piquetant le tracé projeté de traduire les azimuts vrais en azimuts magnétiques.

Aussi faut-il connaître la valeur et la dénomination de la déclinaison de l'aiguille aimantée (voir § 15). Si la déclinaison de l'aiguille aimantée n'est pas indiquée sur la carte topographique, on la détermine sur le terrain. Dans ce but, on choisit sur la carte et sur le terrain un alignement quelconque, par exemple, un tronçon droit de l'autoroute, et on mesure le rhumb ou l'azimut de cet alignement sur la carte avec un rapporteur, et sur le terrain avec une boussole (fig. 210). La différence des grandeurs mesurées donne la déclinaison de l'aiguille aimantée. Si, par exemple, sur la carte l'axe de l'autoroute va sous un azimut de 156 1/4°, et sur le terrain l'azimut de ce même alignement, compté sur la boussole, est égal à 149 3/4°, l'inclinaison de l'aiguille aimantée est égale à :

$$156^1/_4° - 149^3/_4° = 6^1/_2°,$$

et elle sera orientale.

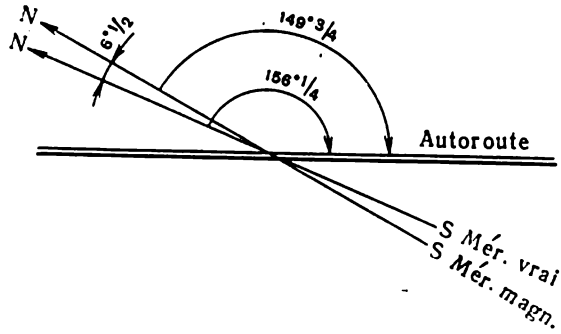


Fig. 210

Ayant déterminé l'inclinaison de l'aiguille aimantée, on stationne l'instrument au point de départ de l'alignement et on dirige sa lunette suivant le rhumb magnétique ou l'azimut de la direction initiale du tracé. Dans cette direction on dispose à l'aide de la lunette du théodolite 2 ou 3 jalons le plus loin possible de l'instrument (de 200 à 350 m), après quoi on jalonne à l'estime ou bien à l'aide de jumelles. Un tel jalonnement est admis généralement aux travaux préliminaires. Dans les autres cas le jalonnement des longs alignements est effectué à l'aide d'un théodolite.

Si on jalonne un alignement comportant un obstacle, par exemple, un bois, on construit parfois un cheminement goniométrique entre les points par lesquels doit passer cet alignement, et on le porte sur la carte en déterminant graphiquement la direction recherchée sur le plan avec un rapporteur ou analytiquement suivant les coordonnées, en résolvant ainsi le problème géodésique inverse entre les points correspondants.

En jalonnant un alignement à travers un bois, on pratique une percée de 1 m environ de largeur. Dans le bois il est recommandé d'utiliser des jalons plus courts de 1,5 m de longueur environ pour que l'observateur puisse regarder par-dessus les jalons placés.

Supposons que le tracé à travers le bois est projeté dans la direction *AB* (fig 211), et qu'en définitive on s'aperçoit que l'ali-

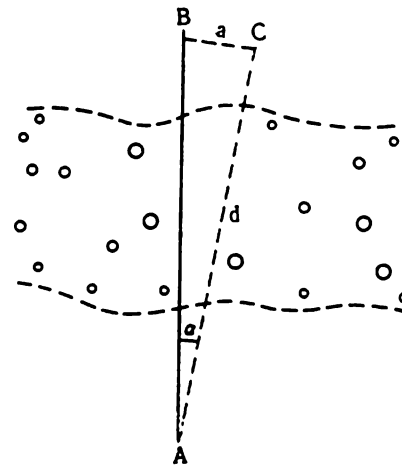


Fig. 211

gnement ne passe pas par le point donné B, mais par le point C. Ayant mesuré le segment $BC=a$ et connaissant la distance AB ou $AC=d$, on trouve l'angle α auquel il faut changer la direction de l'alignement afin d'effectuer un second jalonnement. Considérant la petitesse de l'angle, on peut écrire :

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{a}{d} = \frac{\alpha'}{3438'},$$

d'où

$$\alpha' = \frac{a}{d}\,3438'.$$

Si, par exemple, $a=10$ m, $d=358$ m, on a : $\alpha=1°36'$. Dans la région d'anomalie magnétique, la détermination sur le terrain d'un alignement de direction donnée est effectuée suivant le rhumb vrai ; dans ce but, on détermine la direction du méridien vrai au point de départ.

Détermination sur le terrain d'un axe d'inclinaison donnée. D'après la formule $i=\operatorname{tg}\alpha$, on calcule l'angle vertical α correspondant à l'inclinaison donnée i. Les angles d'inclinaison α, correspondant à l'inclinaison donnée i, sont donnés dans la table 15.

Table 15

Inclinaison	Angle d'inclinaison	Inclinaison	Angle d'inclinaison
0,000	0° 0′00″	0,006	0°20′38″
1	0 3 26	7	0 24 04
2	0 6 52	8	0 27 30
3	0 10 19	9	0 30 56
4	0 13 45	10	0 34 23
5	0 17 11	11	0 37 49
		12	0 41 15

Ainsi, par exemple, s'il faut mener sur le terrain un alignement à partir du point A (fig. 212) suivant l'inclinaison donnée $i=0{,}009$, on stationne au-dessus du point A le théodolite et on dirige sa lunette de telle sorte que la lecture sur le cercle vertical corresponde à l'angle d'inclinaison $\alpha=0°31'$; à l'aide d'un ruban, on repère la hauteur de l'instrument i et on envoie l'opérateur avec la mire dans la direction supposée de l'alignement. Aux points B, C, etc. l'opérateur installe successivement la mire (ou jalon), et l'observateur tourne l'alidade, ne changeant pas l'inclinaison de la lunette en hauteur, jusqu'à ce qu'à l'un des points, par exemple, à C, l'observateur voie que la croisée des traits du réticule est

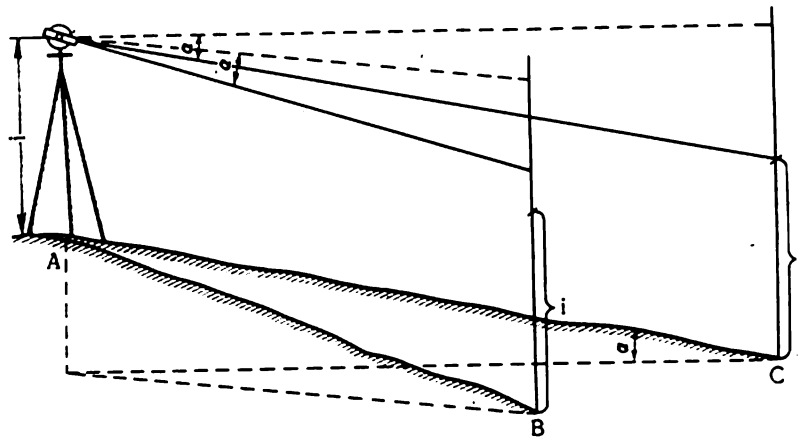


Fig. 212

projetée sur le ruban, fixé sur la mire à la hauteur de l'instrument. L'alignement du terrain *AC* aura l'inclinaison donnée. Trouvant ainsi le point *C*, on se déplace en ce point avec le théodolite, et on continue de mener l'alignement sur le terrain compte rendu de l'inclinaison donnée. Si le terrain ne permet pas de construire l'alignement avec l'inclinaison donnée ou réduite, on projette aux endroits à inclinaison inadmissible les remblais ou les déblais.

§ 117. MESURE ET PIQUETAGE DES ANGLES AUX SOMMETS. VÉRIFICATION DES MESURES D'ANGLES SUR LE TRACÉ

Mesure et piquetage des courbes de raccordement du tracé. Au point *B* (fig. 213), où le tracé change de sens, on met en station un théodolite et on procède successivement aux opérations décrites dans le § 78, en effectuant la double visée de l'angle β qui se trouve à droite du cheminement (comme dans le cas du levé goniométrique). Cependant afin de piqueter le tracé, il faut connaître encore les angles formés par les alignements *BC* et *AB*. Avec cela généralement on désigne aussi le sens dans lequel tourne le tracé, à droite ou à gauche. Convenons que les angles aux sommets à

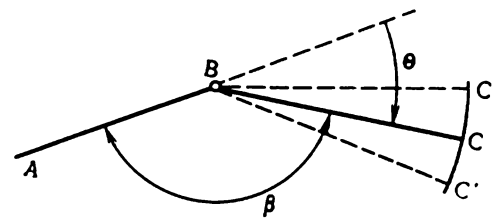


Fig. 213

gauche seront désignés par un petit trait; d'après l'angle β on trouve alors l'angle au sommet à droite du tracé :

$$\Theta = 180° - \beta,$$

d'où l'angle au sommet à gauche sera :

$$\Theta' = \beta - 180°.$$

En piquetant le tracé, il arrive parfois de reporter l'angle donné dont l'un des côtés est l'alignement donné AB (fig. 213). Dans ce cas, on vise sur le point A et le limbe calé, on effectue la lecture, après quoi on vise l'alidade sur la nouvelle lecture, correspondant à sa rotation à un angle donné, et on installe le jalon C' dans la direction de l'axe de visée. Retournant la lunette à 180°, on reporte le même angle et on installe le jalon C'' dans la direction de l'axe de visée. Ayant divisé la distance $C'C''$ en deux, on trouve le point C de l'angle recherché ABC.

Rapport entre les gisements et les angles aux sommets. Soit le gisement α_0 de la base de départ du tracé AB (fig. 214). Les angles aux sommets des alignements du tracé Θ_1, Θ_2 Θ_3, ... Θ_n sont mesurés avec le théodolite. Trouvons les gisements α_1, α_2, ... α_n des autres tronçons du tracé. Directement, de la fig. 214, on trouve :

$$\left.\begin{aligned} \alpha_1 &= \alpha_0 + \Theta_1 \\ \alpha_2 &= \alpha_1 - \Theta_2 \\ \alpha_3 &= \alpha_2 + \Theta_3 \\ &\cdots\cdots \\ \alpha_n &= \alpha_{n-1} - \Theta_n \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(XVII.1)}$$

Le gisement de l'alignement suivant est égal au gisement de l'alignement précédent plus l'angle au sommet à droite du tracé ou moins l'angle au sommet à gauche du tracé.

Négligeant le rapprochement des méridiens, on peut rapporter cette règle pour les azimuts, c'est-à-dire considérer que *l'azimut*

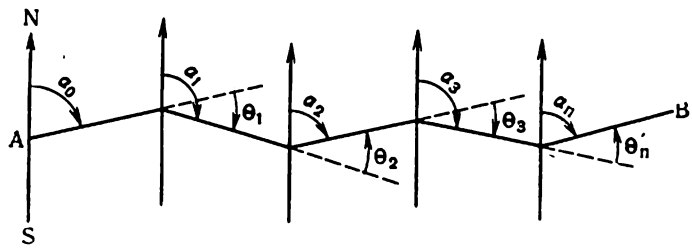


Fig. 214

de l'alignement suivant est égal à l'azimut de l'alignement précédent plus l'angle au sommet à droite ou moins l'angle au sommet à gauche du tracé. Transformant les formules (XVII.1), on a :

$$\alpha_2 = \alpha_0 + \Theta_1 - \Theta_2'$$
$$\alpha_3 = \alpha_0 + \Theta_1 - \Theta_2' + \Theta_3$$
$$\cdots\cdots\cdots\cdots$$
$$\alpha_n = \alpha_0 + \sum\Theta - \sum\Theta'$$

ou

$$\alpha_n - \alpha_0 = \sum\Theta - \sum\Theta'. \qquad \text{(XVII.2)}$$

Cette expression peut servir de contrôle des calculs des gisements des tronçons du tracé partant du gisement initial α_0. Si les calculs sont corrects, la partie gauche de l'égalité obtenue doit être exactement égale à la partie droite.

Vérification des mesures d'angles sur le tracé. Si en rattachant le tracé on a trouvé les gisements α_0 et α_n des tronçons initial et terminal, l'égalité précédente permet de déterminer l'écart de fermeture angulaire du cheminement :

$$f_\beta = \sum\Theta - \sum\Theta' - (\alpha_n - \alpha_0). \qquad \text{(a)}$$

Si pour ces mêmes tronçons on a mesuré leurs azimuts vrais A_0 et A_n on a, comme on sait (voir § 14) :

$$\alpha_0 = A_0 - \gamma_0 ; \qquad \text{(b)}$$
$$\alpha_n = A_n - \gamma_n. \qquad \text{(c)}$$

En substituant (b) et (c) dans (a), on a :

$$f_\beta = \sum\Theta - \sum\Theta' - (A_n - A_0) + (\gamma_n - \gamma_0). \qquad \text{(d)}$$

En vertu de la formule (IV.5), on introduit la désignation suivante :

$$\Delta\gamma = \gamma_n - \gamma_0 = 0{,}540 \operatorname{tg}\varphi\ (l_n - l_0).$$

$(l_n - l_0)$ étant la longueur du cheminement sur la parallèle à latitude φ, exprimée en kilomètres. Pour φ on peut prendre la valeur moyenne des latitudes du début et de la fin du cheminement. La valeur, déterminée par la formule (e), représente évidemment le rapprochement des méridiens correspondants du début et de la fin du cheminement. Cette grandeur doit être exprimée par un nombre positif, si le cheminement est dirigé vers l'Est, et par un

nombre négatif, si le cheminement est dirigé vers l'Ouest. En substituant (e) dans (d), on a :

$$f_\beta = \sum\Theta - \sum\Theta' - (A_n - A_0) + \Delta\gamma. \qquad \text{(XVII.3)}$$

L'écart de fermeture angulaire, calculé d'après cette formule, dans le cas de projections des routes urbaines ou en banlieue, ne doit pas dépasser $1'\sqrt{n}$, n étant la quantité d'angles. Pour les recherches préliminaires l'écart de fermeture qui ne dépasse pas $2'\sqrt{n}$ est admissible.

§ 118. ELÉMENTS DE LA COURBE DE RACCORDEMENT. PIQUETAGE DES POINTS PRINCIPAUX DE LA COURBE. MATÉRIALISATION DU TRACÉ

L'axe de la voie de communication en construction (fig. 215), changeant de sens de l'alignement AB à l'alignement BC, se dispose sur la courbe AMC, appelée courbe de raccordement de ces alignements.

On utilise de différentes courbes, la plus simple d'elles est un arc de cercle ou courbe circulaire. Afin de piqueter la courbe de raccordement, on doit calculer ses éléments :

1) l'angle au sommet Θ ;
2) le rayon de la courbe R,
3) la longueur de la tangente $AB=BC=T$,
4) la longueur de la courbe $AMC=K$,
5) la bissectrice $BM=B$,
6) le rayon donné par l'avant-projet $D=2T-K$.

L'angle au sommet est mesuré sur le terrain à l'aide d'un théodolite, et le rayon R est fixé selon les conditions locales conformément aux normes techniques pour la projection de la construction. Si Θ et R sont connus, les autres éléments peuvent être obtenus d'après les formules :

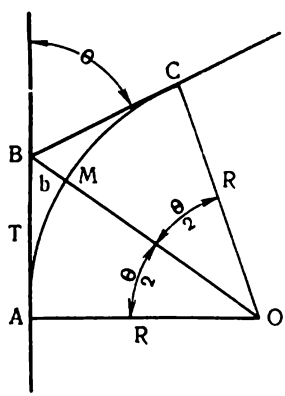


Fig. 215

$$T = R \operatorname{tg} \frac{\Theta}{2}; \qquad \text{(XVII.4)}$$

$$K = \frac{\Theta^\circ}{180^\circ} \pi R; \qquad \text{(XVII.5)}$$

$$B = OB - OM = \frac{R}{\cos\frac{\Theta}{2}} - R =$$

$$\frac{R}{\cos\frac{\Theta}{2}} \left(1 - \cos\frac{\Theta}{2}\right),$$

ou

$$B = \frac{2R \sin^2 \frac{\Theta}{4}}{\cos \frac{\Theta}{2}}; \qquad \text{(XVII.6)}$$

$$D = 2T - K. \qquad \text{(XVII.7)}$$

Analysant ces formules, on voit qu'à Θ donné les éléments T, K, B de la courbe sont directement proportionnels au rayon de la courbe. Sur cette propriété est basée l'utilisation des tables destinées à trouver les éléments à un rayon quelconque de la courbe.

Il y a beaucoup de tables qui donnent en fonction de l'angle au sommet les valeurs des autres éléments, voir les formules (XVII.4) — (XVII.7).

La table de Vajéevski pour $R=1000$ (extrait) :

Table 16

$R=1000$				
Angle au sommet	Tangente T	Courbe K	$D=2T-K$	Bissectrice B
40°20′	367,268	703,949	30,587	65,310
22	367,598	704,531	30,665	65,424
24	367,928	705,113	30,743	65,538

Les points initial, médian et terminal de la courbe sont appelés points principaux de la courbure. Soit l'angle au sommet $\Theta=40°20'$, $R=200$ m. Suivant les valeurs de l'angle au sommet et du rayon de la courbe, on choisit dans les tables les longueurs des tangentes, de la courbe et de la bissectrice. Pour $R=200$ et l'angle au sommet $\Theta=40°20'$, on a : la tangente $T=73,45$, la courbe $K=140,79$, la bissectrice $B=13,06$. Ensuite, sur le terrain on trouve la direction de la bissectrice BM (fig. 215) de l'angle ABC (à l'aide du théodolite). Ayant reporté dans cette direction à partir du point B la longueur de la bissectrice $B=BM=13,06$ m, on obtient le point médian M de la courbe AMC. Ayant reporté la grandeur $T=73,45$ m à partir du point B dans les deux sens suivant les directions précédente et nouvelle, on obtient les points initial A et terminal C de la courbe.

Les résultats des mesures et des calculs sont portés dans le carnet, notamment : 1) le numéro d'ordre de l'angle, 2) la désignation du piquetage du sommet de l'angle, 3) le sens de l'angle

au sommet à droite ou à gauche, 4) la grandeur de l'angle au sommet, 5) les rhumbs des directions, mesurés à l'aide de la boussole et calculés, 6) le rayon déterminé de la courbe, 7) les grandeurs des éléments de la courbe et 8) les considérations en vertu desquelles ont été choisies la nouvelle direction de l'alignement et la grandeur du rayon de la courbe.

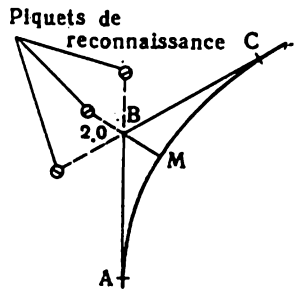


Fig. 216

Matérialisation du tracé. Le sommet *B* de l'angle du tracé d'une voie de communication (fig. 216) est matérialisé par un piquet secret et par des piquets de reconnaissance. Le piquet secret étant de 7 à 10 centimètres d'épaisseur et de 50 centimètres de longueur, est enfoncé dans le sol à fleur de terre. Au-dessus du piquet on élève un tertre de terre ou de pierre de 50 centimètres de hauteur, entouré d'un petit fossé. A 2 m du sommet de l'angle, dans la prolongation de la bissectrice est planté à 1 m de profondeur un piquet de reconnaissance de 12 à 16 cm d'épaisseur. De plus, hors des limites des travaux de terrassement, on plante encore deux piquets de reconnaissance sur la prolongation des côtés de l'angle. Les longues sections droites du tracé sont fixées par des piquets de reconnaissance de façon que de chaque poteau on puisse voir le précédent et le suivant. Les points initial et terminal du tracé sont matérialisés par des piquets secrets et par des piquets de reconnaissance et rattachés aux objets locaux fixes.

Suivant le tracé on plante des repères de deux types : constants et temporaires. Les repères muraux placés dans le socle des maisons en pierres, les piles des ponts, etc. sont les repères constants. S'il n'y a pas de repères naturels convenables on installe les repères en tube métallique ou les repères de rail encastrés dans le sol aux endroits qui ne sont pas soumis à l'inondation, à l'action des éboulements ou autres glissements du sol: La base du repère doit se trouver plus bas que la profondeur de congélation du sol. En qualité de repères temporaires sont utilisés les clous à crochet plantés dans les murs d'édifices, les angles de constructions, les bornes de bois plantés dans la terre. Les repères fixes doivent être installés tous les 15 km au moins et dans les régions éloignées ou peu habitées, tous les 30 km. Les repères temporaires sont installés tous les 3 km dans les plaines, tous les 2 km dans les terrains accidentés et tous les 1 km dans les régions montagneuses. En traversant les grands cours d'eau, on installe un repère temporaire sur chaque rive.

§ 119. PIQUETAGE DES SOMMETS. CALCUL DU PIQUETAGE DE LA COURBE

Lorsque la direction du tracé a été arrêtée, on procède au piquetage qui consiste à mesurer le tracé en le divisant en tronçons de 100 m de longueur chacun dans la direction horizontale. Les points initial et terminal de chacun de ces tronçons sont appelés points piquetés.

Chaque point piqueté est défini ou matérialisé sur le terrain par une tige de 20 à 25 cm de longueur et de 6 cm d'épaisseur environ plantée dans le sol à fleur de terre (fig. 217). On enfonce aussi à sa proximité un petit signal de section rectangulaire (4×6 cm), de 40 à 50 cm de longueur, servant à rechercher le point piqueté. La partie supérieure du signal ayant une longueur de 20 cm environ est entaillée du côté du point et porte son numéro, c'est-à-dire le numéro du piquet. L'inscription est faite avec un crayon spécial que la pluie ne peut pas effacer. Le piquet initial porte le numéro zéro, le point terminal du premier tronçon le numéro 1, celui du deuxième tronçon le numéro 2, et ainsi de suite. Une telle inscription correspond au nombre de centaines de mètres à partir du point initial de l'alignement jusqu'au piquet donné. Parfois les piquets portent des numéros fractionnaires, par exemple, 14/3 ce qui indique qu'on a parcouru 14 km et 300 m, c'est-à-dire 14 300 m à partir du point initial du tracé.

On place aussi les piquets aux points des lieux caractéristiques du terrain (mouvement de la surface terrestre, réductions des eaux des cours d'eau et des lacs, points initial et terminal de la courbe, etc.). Sur de tels piquets, appelés points positifs, on inscrit le numéro du piquet précédent et la distance à partir de ce piquet jusqu'au point positif.

Dans les conditions urbaines la distance de piquetage est admise de 20 ou 40 m ; les numéros des piquets et des points positifs sont portés sur les pierres du rebord des trottoirs ou sur les murs des maisons avec de l'huile ou avec un crayon de couleur. On remplace les piquets par des clous en fer à larges têtes ou des points en couleur en cas de revêtements asphaltés ou bétonnés.

Le piquetage se fait à l'aide d'un ruban en acier de 20 m de précision et cinq ou six fiches.

Si l'on piquète l'alignement passant sur une surface inclinée ou à travers des ravins, on donne au ruban une position horizontale ; si la pente ou la descente est très raide, la mesure est effectuée avec une mire horizontale (§ 52). En traversant de larges ravins ou cours

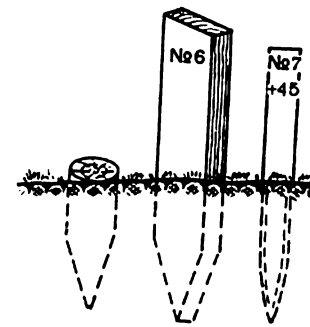


Fig. 217

d'eau, on utilise un des procédés de détermination des distances inaccessibles (§ 56 et 85). On remplit aussi le carnet de piquetage. Sur les angles aux sommets on effectue le calcul des désignations de piquetage des points initial et terminal de la courbe. Le compte des tronçons se fait d'après la courbe, tandis que la mesure des alignements au piquetage des points principaux est effectuée d'après les tangentes.

Soit le sommet *B* de l'angle (voir fig. 215) qui se trouve au point № 6+62,80, c'est-à-dire à une distance de 662,80 m du point initial du tracé. En soustrayant de la longueur de cette distance la longueur de la tangente 73,45, on obtient la distance № 5+89,35 qui est le point de départ de la courbe *A* à partir du point initial du tracé, et en ajoutant la dernière grandeur à la longueur de la courbe (140,79 m), on trouve la position du point terminal de la courbe *C* (№ 7+30,14), correspondant au compte des tronçons d'après la courbe. Les calculs se font ainsi :

Angle *B*	№ 6+62,80
— *T*	73,45
DC	№ 5+89,35
+ *F*	№ 1+40,79
FC	№ 7+30,14

La position du point terminal peut être obtenue (dans le but de contrôle), si à la valeur de piquetage du sommet de l'angle on ajoute la longueur de la tangente et de la somme obtenue on retranche le rayon donné par l'avant-projet (dans l'exemple donné $D=6{,}11$ m) :

Angle *B*	№ 6+62,80
+ *T*	73,45
	№ 7+36,25
— *D*	6,11
FC	№ 7+30,14

Pour déterminer la position du piquet № 8, il faut reporter la distance $100-30{,}14=69{,}86$ à partir du point terminal de la courbe *C* dans le sens du tracé et planter un piquet accompagné d'un signal.

Le piquetage ultérieur est exécuté suivant le procédé décrit ci-dessus.

§ 120. PIQUETAGE DES PROFILS EN TRAVERS

Afin de piqueter les profils en travers dans les lieux choisis du tracé on construit des perpendiculaires à l'axe longitudinal du tracé (fig. 218) ; s'il le faut, les profils en travers peuvent être formés par des alignements n'étant pas perpendiculaires à l'axe

du tracé. La longueur du profil en travers dépend du caractère du terrain et des constructions futures, mais en tout cas elle ne doit être plus courte de 20 m de chaque côté du tracé. La distance entre les profils en travers voisins doit être choisie de façon à former entre eux des aires à pente uniforme. En mesurant les profils en travers, on rattache tous leurs points caractéristiques du relief aux piquets accompagnés de signaux. Les derniers portent les inscriptions indiquant les distances à partir du point *A* du tracé avec note « droite » ou « gauche » suivant la disposition des points sur la partie droite ou gauche du profil en travers. Sur la fig. 218 la partie droite du profil a deux points positifs et la partie gauche en a quatre. La mesure de tels profils est effectuée à l'aide d'une roulette ou d'un ruban.

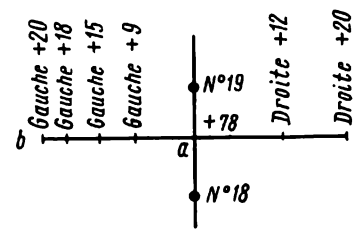


Fig. 218

§ 121. LEVÉ D'UNE BANDE D'ÉTUDE

En effectuant le piquetage, on procède au levé d'une bande du terrain de 50 m de largeur de chaque côté du tracé. La bande de 25 m de largeur de chaque côté est levée à l'instrument ; les bandes extérieures de 25 m de largeur chacune sont levées à vue. Sur toute la zone on effectue le levé du galbe des herbages, des terres arables, des forêts, des marais, des cours d'eau avec indication du sens de leur courant, des étangs, des puits, de diverses constructions, des voies ferrées, des autoroutes et des chemins coupés par le tracé, des agglomérations, etc. On indique aussi la quantité de foyers, le nombre d'habitants et la quantité de puits dans chaque agglomération. Afin de posséder les données sur l'horizon des eaux souterraines, on mesure la profondeur des puits à partir de la surface terrestre jusqu'au niveau de l'eau. On établit à qui appartiennent les terres, et on note la présence et l'emplacement des grévières, glaisières, sablières à ciel ouvert.

Le levé s'effectue suivant le procédé des coordonnées rectangulaires et le procédé d'intersections angulaires et linéaires.

§ 122. CARNET DE PIQUETAGE

En effectuant le piquetage et le levé du galbe, on tient le carnet de piquetage, ordinairement sur le papier millimétrique.

On y construit le profil en long du tracé et le galbe du terrain à lever, on y indique l'emplacement des repères placés hors du tracé, et le schéma de leur rattachement aux objets locaux fixes. L'axe de la voie en construction est porté sur une horizontale

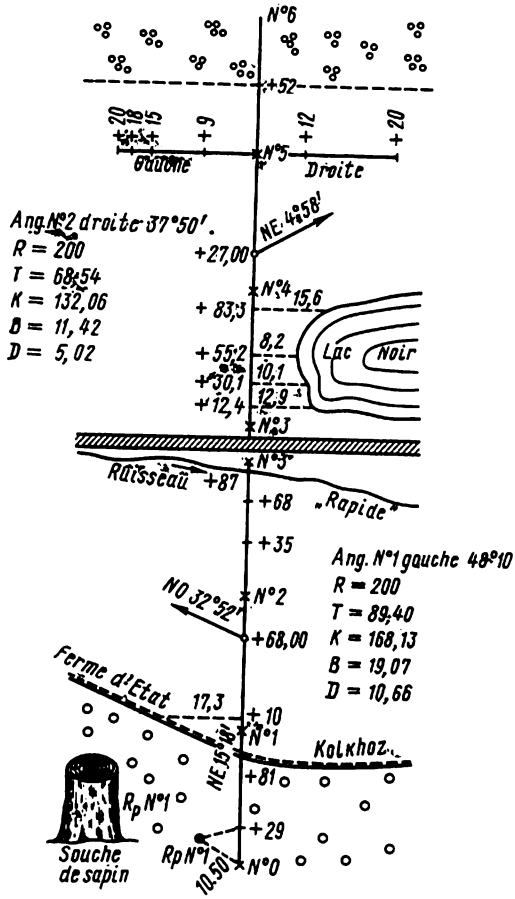


Fig. 219

indéfinie (ou verticale indéfinie). Ses angles aux sommets étant marqués par des flèches (fig. 219).

Soit au milieu du carnet le tracé porté sur la verticale indéfinie avec points positifs et points de piquetage. Le rhumb de la direction initiale du tracé est NE : 15°18'. Au point № 1+68,00, l'axe a tourné à gauche, ce qui est indiqué dans le carnet par une flèche ; le rhumb de nouvelle direction est NO : 32°52'. En face de cet angle sont inscrits : le numéro d'ordre de l'angle au sommet (№ 1), sa grandeur en degrés et sa direction (gauche 48°10'), le rayon de courbe choisi et les éléments de la courbe. Au commencement du piquetage est dessiné le repère № 1 qui est représenté par une souche de sapin. Le point du repère nivelé est rattaché à l'axe par procédé des alignements à partir du piquet № 0 et du point +29 avec inscription des distances 10,50 m et 9,72 m. Plus à gauche, on voit le dessin de la souche de sapin avec la marque d'une croix indiquant le point d'installation de la mire de nivellement. A partir du piquet № 0 jusqu'au point +81 se trouve un bois conifère ; une route existante sert de frontière naturelle qui sépare le bois des terres arables. Au point № 2+87 le tracé traverse un ruisseau. Plus haut est dessiné un lac, levé par procédé des coordonnées rectangulaires avec indications de profondeurs. A partir du point № 5+52, les buissons commencent. Au piquet № 5 on a levé un profil en travers.

Au lieu des signes conventionnels, on note parfois les déno-

minations des terres, et les pentes du terrain sont indiquées par des flèches.

Le carnet de piquetage est tenu à une grande échelle, par exemple, au 1/2000; mais on doit tenir compte que l'échelle n'est pas toujours la même; sur un terrain plat à galbe uniforme, lorsqu'on prend rarement les points positifs, on emploie une échelle plus petite; et au contraire, dans les endroits à galbe et à relief compliqués, où il faut faire beaucoup de croquis, on prend souvent les points positifs, en passant à une plus grande échelle.

§ 123. PIQUETAGE DÉTAILLÉ DES COURBES

Pour effectuer le piquetage détaillé d'une courbe, outre la détermination de ses points principaux, on détermine la courbe par une série de points intermédiaires disposés, de règle, à des distances k (5, 10, 20 m). Le choix de la grandeur k dépend du rayon de la courbe et de la destination de la courbe. Plus le rayon est petit, plus la grandeur k doit être petite. Le piquetage détaillé est fait en même temps avec la construction de la voie en question. Il existe de nombreuses méthodes de piquetage des courbes.

Méthode de tracé par coordonnées rectangulaires. Soit à trouver les points P_1, P_2, P_3 ..., sur une courbe circulaire de rayon R (fig. 220) de telle sorte que les distances entre eux sur la courbe soient égales à k. La tangente AM, étant l'axe des abscisses, et le point A le point initial de l'axe, la position des points P_1, P_2 ... sur la courbe peut être alors déterminée par les coordonnées rectangulaires (x_1y_1), (x_2y_2) ... On trouve d'abord la grandeur de l'angle φ, correspondant à l'arc donné k:

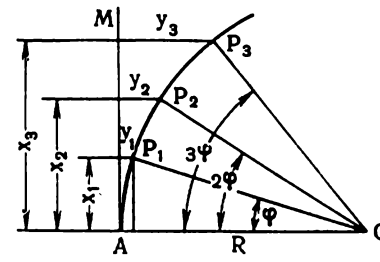


Fig. 220

$$\frac{\varphi}{k}=\frac{360^\circ}{2\pi R},$$

d'où

$$\varphi=\frac{k}{R}\cdot\frac{180^\circ}{\pi}. \qquad \text{(XVII.8)}$$

D'après la fig. 220, on a:

$$x_1=R\sin\varphi;\quad y_1=R-R\cos\varphi=R(1-\cos\varphi)=$$

$$=2R\sin^2\frac{\varphi}{2}; \qquad \text{(XVII.9)}$$

$$x_2 = R \sin 2\varphi\,; \quad y_2 = R - R\cos 2\varphi = \\ = R(1-\cos 2\varphi) = 2R\sin^2\varphi, \qquad \text{(XVII.10)}$$

etc ...

La construction des points sur le terrain d'après ces coordonnées se ramène :

à porter avec un ruban à partir du point A dans la direction de la tangente AM des abscisses x_1, x_2, ...,

à construire à l'aide d'une équerre les perpendiculaires sur AM,

à porter sur eux à l'aide d'une roulette les ordonnées $y_1 y_2 \ldots$

Le piquetage de la courbe se fait des points initial et terminal de la courbe vers son point médian. Les coordonnées, calculées d'après les formules (XVII.9), (XVII.10), sont déterminées, en pratique, à l'aide de tables de piquetage des courbes. Dans ces tables on donne souvent la différence de « la courbe sans abscisse » au lieu de l'abscisse. Dans ce cas, pour obtenir sur la tangente le point terminal de l'abscisse, on porte sur elle à partir du point A la longueur de la courbe et on en soustrait la grandeur « courbe sans abscisse ». Les points P_1, P_2 ... sur la courbe sont obtenus d'après ce procédé indépendamment l'un de l'autre ; c'est pourquoi les erreurs ne s'accroissent pas quand on passe d'un point intermédiaire à l'autre. C'est l'avantage de ce procédé.

Il est préférable d'employer la méthode de tracé par coordonnées rectangulaires sur un terrain plat et découvert.

Méthode de tracé par coordonnées polaires est basée sur le fait que les angles, ayant leur sommet en un point quelconque A sur le cercle (fig. 221), compris entre la tangente et la sécante et renfermant des arcs égaux, sont égaux à la moitié de l'angle au centre correspondant. De la fig. 221 on voit que la corde $s = 2 \sin \frac{\varphi}{2} R$, d'où

$$\sin\frac{\varphi}{2} = \frac{s}{2R}. \qquad \text{(a)}$$

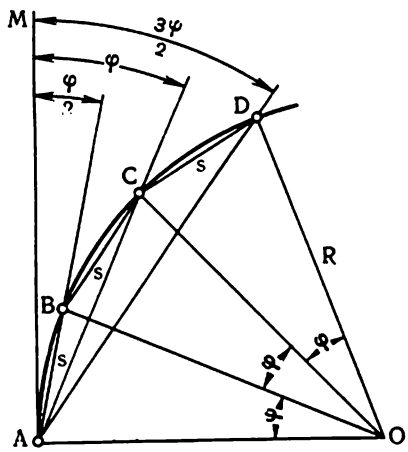


Fig. 221

Par conséquent, on trouve la moitié de l'angle au centre $\frac{\varphi}{2}$ ou l'angle compris entre la tangente et la sécante si s et R sont donnés. Ayant stationné le théodolite au point A, on fait coïncider le zéro du limbe avec celui de l'alidade et on vise sur le point M. En

tournant l'alidade, on porte l'angle $\frac{\varphi}{2}$ à partir de la ligne AM. Ayant reporté avec le ruban le segment s dans la direction de l'axe de visée, on obtient le point B de la courbe. Ensuite, on tourne le cercle de l'alidade à l'angle $2\frac{\varphi}{2}$ (à partir de la ligne AM). Ayant fait coïncider le commencement du ruban avec le point B, on le tend dans la direction de l'axe de visée de la lunette du théodolite et, reportant la distance s à partir du point B, on obtient le point C de la courbe, etc. Aux points B, C, D, ... on enfonce des piquets.

Cette méthode est moins précise que la précédente : l'erreur de détermination des points sur la courbe s'accroît au fur et à mesure de l'augmentation de leur quantité. Ce procédé est utilisé lorsqu'il faut piqueter la courbe sur un remblai ou dans un déblai lorsque l'emploi de la méthode précédente est incommode.

Méthode de tracé sur le prolongement des cordes. Le rayon R de la courbe et la longueur s de la corde étant donnés (fig. 222), on trouve les longueurs k et y des segments, appelés, dans la table de piquetage des courbes, déplacements intermédiaire et extrême. La position du premier point B sur la courbe est déterminée par procédé d'intersection linéaire à partir de la base $AN=s$, reportée à l'aide d'un ruban dans la direction de la tangente AM. Maintenant au point A le trait zéro du ruban et au point N le trait zéro de la roulette, on repère le point B avec les rayons-vecteurs $AB=s$ et $NB=y$. L'ayant fixé, on tend le ruban dans le prolongement de la corde AB, et on plante une fiche au point C' à la distance $BC'=s$; sur la base obtenue BC', on détermine le deuxième point C placé sur la courbe, par intersection linéaire des segments $BC'=s$ (à l'aide du ruban) et $C'C=k$ (à l'aide de la roulette). La grandeur k est déterminée de la similitude des triangles isocèles $C'BC$ et AOB, où $\angle C'BC=\angle AOB=\varphi$, par conséquent,

$$\frac{k}{s}=\frac{s}{R},$$

$$k=\frac{s^2}{R}.$$

L'angle $NAB=\frac{\varphi}{2}$, d'où les tronçons y et k, comme arcs de rayon s étant petits on peut estimer que

$$y=\frac{k}{2}. \qquad (b)$$

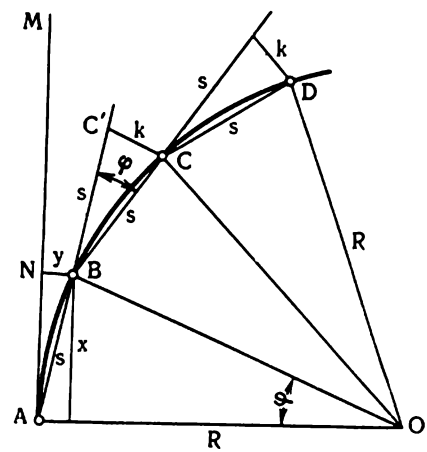


Fig. 222

Pour construire le point suivant, il faut prolonger la corde BC et porter la base s sur ce prolongement; du dernier, on repère le point D avec les mêmes rayons-vecteurs s et k, et ainsi de suite. Ce procédé est employé si l'utilisation de la méthode des coordonnées rectangulaires est très embarrassante. Il est aussi moins précis que le procédé précédent, par rapport à la méthode des coordonnées rectangulaires.

Si le segment y est grand, on peut construire le premier point B à l'aide des coordonnées rectangulaires x et y. Dans ce cas, il faut connaître la grandeur de l'angle au centre φ, correspondant à la corde donnée s. Cet angle est trouvé d'après l'égalité (a).

§ 124. PIQUETAGE SUR LA COURBE

La solution de ce problème est basée sur la détermination des points de la courbe par coordonnées rectangulaires par rapport aux tangentes. Soit, par exemple, le point $A = № 21 + 69{,}55$ A (fig. 220), et le rayon de la courbe $R = 300$ m; c'est-à-dire le piquet № 22 est repéré sur la courbe à une distance $k = 100 - 69{,}55 = 30{,}45$ à partir du point initial. D'où on trouve l'emplacement du piquet sur la courbe en utilisant la méthode de tracé par coordonnées rectangulaires.

Si la courbe $k = 30{,}45$ et $R = 300$ m, on trouve que « la courbe sans abscisses » est égale à 0,05 (d'après la table de Vajéevski, table 17) ; par conséquent, l'abscisse est égale à $30{,}45 - 0{,}05 = 30{,}40$ et l'ordonnée à 1,54.

Table 17

$R=300$											
Courbe (m)	Courbe sans abscisse (m)	Ordonnées y									
		,0	,1	,2	,3	,4	,5	,6	,7	,8	,9
30	0,05	1,50	51	52	53	54	55	56	57	58	59
31	06	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69

§ 125. PIQUETAGE DE LONGUES COURBES

Il est plus commode d'effectuer le piquetage de longues courbes par petits arcs, multiples à un nombre arrondi quelconque, par exemple, à 10 ou à 100 m. De telles courbes sont appelées courbes multiples. Le choix de l'angle φ au sommet, correspondant à la longueur de l'arc k à un rayon donné R, peut être fait d'après la formule (XVII.8) § 123 :

$$\varphi = \frac{k}{R}\frac{180^\circ}{\pi}.$$

Soit à détourner le tracé à droite à un angle dont la grandeur est encore inconnue, et piqueter la courbe de rayon $R = 300$ en

commençant d'un point quelconque, dont les arcs ont une longueur de 100 m chacun.

Dans ce but, on fait des détours successifs du tracé par petits angles, mais tels qu'au rayon donné à chaque angle au sommet corresponde une courbe de longueur donnée de 100 m. Dans ce but, on a recours à des tables dans lesquelles on peut trouver l'angle au sommet correspondant, la tangente et la bissectrice pour le rayon donné et la longueur de la courbe donnée. Dans la table de Vajéevski on peut obtenir tous ces éléments (table 18).

Table 18

Courbe	Angle au sommet	Tangente	Bissectrice
	$R=300$		
30	5°43′46″	15,01	0,37
100	19 05 55	50,47	4,21
200	38 11 50	103,87	17,47

Pour détourner une courbe de 100 m à un rayon $R=300$, on choisit avant tout le point initial de la courbure à son gré, sans avoir d'angle au sommet. Soit, par exemple, le point de départ de la courbure pris au piquet № 12 (fig. 223). Consultant la table 18, on trouve qu'à une courbe, ayant une longueur de 100 m, correspond un angle au sommet=19°06′ et la tangente=50,47. Sur le terrain, à partir du piquet № 12, on reporte sur la tangente sa grandeur et on trouve le sommet B_1 de l'angle de détour ; ayant stationné le théodolite sur ce sommet, on détourne le tracé à droite à l'angle 19°06′. Ayant reporté dans la direction obtenue la longueur de la tangente $B_1A_2=50,47$ m, on obtient, sur la courbe, le piquet № 13. Prolongeant encore la ligne B_1A_3 de 50,47 m, on obtient le sommet B_2 de l'angle suivant, et ainsi de suite.

Il est facile de remarquer que, si l'on détourne successivement à quelques petits angles aux sommets, l'angle au sommet total, correspondant à toute la courbe, sera égal à leur somme. Si le

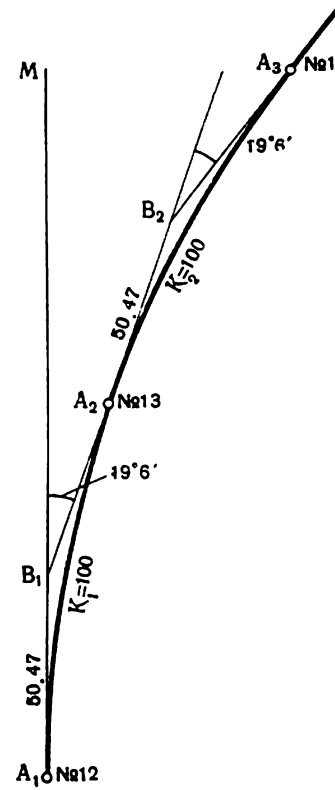


Fig. 223

point initial de la courbe était pris non pas sur le piquet, mais, par exemple, au point № 11+70, on devrait prendre la première courbe égale à 30 m pour que le point terminal de la curbe arrive exactement sur le piquet. Dans ce cas, on trouverait dans la même table (18) de Vajéevski l'angle au sommet correspondant à 5°44′ et la tangente 15,01. Ce procédé de piquetage de la courbe est appelé procédé de polygone des tangentes.

Carte des droites

Kilomètres	№ de l'angle	Angles			Courbes				
		position du sommet	grandeur		éléments de la courbe				
			θ droite	θ′ gauche	rayon *R*	tangente *T*	courbe *C*	bissectrice	rayon d'avant-projet
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0	№ 0+ 0,00	—	—	—	—	—	—	—
0	1	№ 8+83,00	—	37°50′	100	34,27	66,03	5,71	2,51
1	2	№ 16+94,94	51°58′	—	200	97,47	181,40	22,49	13,55
1	3	№ 19+0,14	28 39	—	100	25,54	50,00	3,20	1,07
2	4	№ 21+10,84	12 20	—	150	16,21	32,29	0,87	0,12
2	5	№ 25+77,44	—	39,47	100	36,18	69,43	6,34	2,93
3	6	№ 33+9,84	—	—	—	—	—		

92°57′ 77°37′ 209,67 399,15 20,18
ΣΘ′ 419,34 ΣK ΣD

77 37 399,15
15°20′ 20,19
ΣΘ−ΣΘ′ Σ2T−ΣK

§ 126. CARTE DES DROITES ET DES COURBES

Les résultats des mesures et des calculs, obtenus pendant la matérialisation du tracé sur le terrain, sont réunis dans une carte des droites et des courbes spéciale (table 19). Le modèle de la carte indiqué ci-dessous est établi conformément au tracé, montré sur la fig. 224. Compte rendu des angles aux sommets du tracé mesurés

Table 19

et des courbes

Courbes		Droites				Nota
position		longueur		directions		
point initial de la courbe CC	point terminal de la courbe FC	insertion directe P	distance entre les sommets des angles, S	gisement, α	rhumb, r	
11	12	13	14	15	16	17
		8+48,73	8+83,00	317°30′	NO : 42°30′	
№ 8+48,73	№ 9+14,76	6+82,71	8+14,45	279 40	NO : 80 20	
№ 15+97,47	№ 17+78,87	0+95,73	2+18,75	331 38	NO : 28 22	
№ 18+74,60	№ 19+24,60	1+70,03	2+11,77	0 17	NE : 0 17	
№ 20+94,63	№ 21+26,92	4+14,34	4+66,72	12 37	NO : 12 37	
№ 25+41,26	№ 26+10,69	6+99,15	7+35,33	332 50	NO : 27 10	
		29+10,69 3+99,15	33+30,02 −20,18	332 50 317 30	42 30 27 10	
		33+ 9,84 $\Sigma P+\Sigma K$	33+ 9,84 $\Sigma S-\Sigma D$	15 20 $\alpha_n-\alpha_o$	15 20 r_o-r_n	

Contrôle:

1) $\Sigma\Theta-\Sigma\Theta'=\alpha_n-\alpha_o=15°20'$
2) $\Sigma 2T-\Sigma K=\Sigma(2T-K)=\Sigma D=20,19$
3) $\Sigma P+\Sigma K=\Sigma S-\Sigma D=33+9,84$

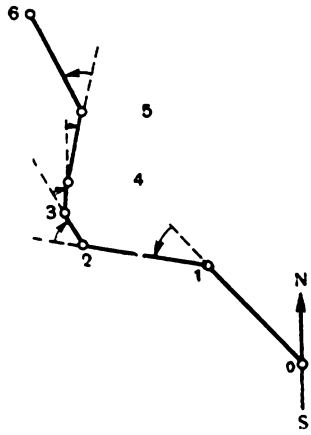


Fig. 224

(colonnes 4 et 5 de la carte) et le gisement initial, on calcule les gisements α (colonne 15) en utilisant les formules (XVII.1). Si les calculs sont faits exactement, $\alpha_n - \alpha_0$ doit être égal à $\Sigma\Theta - \Sigma\Theta'$, (voir formule (XVII.2). Dans l'exemple donné $\Sigma\Theta - \Sigma\Theta' = \alpha_n - \alpha_0 = 15°20'$, cette même grandeur est aussi obtenue d'après les rhumbs (colonne 16), correspondant aux gisements calculés.

Ayant inscrit les rayons des courbes dans la colonne 6, on remplit les colonnes 7, 8, 9 et 10 en y portant les éléments des courbes pris des tables de piquetage des courbes. En utilisant les données du carnet de piquetage, on remplit les colonnes 3, 2, 11 et 12. Les grandeurs des insertions directes (colonne 13) sont obtenues comme les différences de piquetage du point initial de la courbe suivante et du point terminal de la courbe précédente; par exemple, l'insertion 3—4 sera :

CC_4	№ 20+94,63
FC_3	№ 19+24,60
P_{3-4}	1+70,03 = 170,03 m.

La distance entre les sommets des angles (colonne 14) étant la différence de piquetage des sommets suivant et précédent plus le rayon donné par l'avant-projet de la courbe précédente, on aura, par exemple, pour les côtés 4—5 :

angle 5	№ 25+77,44
» 4	№ 21+10,84
	4+66,60
D	+ 0,12
S_{4-5}	4+66,72 = 466,72 m.

Pour contrôler les calculs, on emploie les formules :

1) D étant égal à $2T - K$:

$$\Sigma 2T - \Sigma K = \Sigma(2T - K) = \Sigma D \qquad \text{(XVII.11)}$$

2) $$\Sigma P + \Sigma K = \Sigma S - \Sigma D. \qquad \text{(XVII.12)}$$

Les deux termes de la dernière égalité expriment la même grandeur du tracé entier. Cette longueur peut être aussi exprimée par la différence de piquetage des points initial et terminal du tracé. Toutes les trois valeurs de la longueur du tracé doivent être égales entre elles (voir la carte).

CHAPITRE XVIII

NIVELLEMENT TECHNIQUE

§ 127. PROCÉDÉS DE NIVELLEMENT. VÉRIFICATIONS

Nivellement par méthode de visées d'égales portées ou de l'équidistance. Pour éliminer l'influence des erreurs accidentelles dues au déréglage du niveau ou à une certaine inclinaison de l'axe de visée de la lunette, on procède aux méthodes de nivellements qui peuvent exclure cette influence.

Si l'on stationne un niveau de n'importe quel système exactement au milieu des mires, l'influence des erreurs accidentelles dues à l'ajustage de l'instrument sur la différence des visées arrière et avant sera exclue. Cependant il n'en résulte pas qu'il faut mettre le niveau en station sur une même droite avec les mires. Le niveau peut se trouver hors de cette droite, mais approximativement à des distances égales par rapport à ces deux mires. L'équidistance des portées est déterminée par des pas ou à l'œil.

Dans le génie civil, le travail sur une station se fait successivement : pointer la lunette sur la mire arrière et relever la lecture ; viser sur la mire avant et relever la lecture ; viser sur les points intermédiaires.

Si le niveau est pourvu d'une lunette mobile et d'une nivelle montée sur le support, tourner la lunette autour de l'axe géométrique à 180° après avoir effectué les visées avant et arrière et retourner la lunette sur ses fourches ; relever encore une fois les lectures sur les mires arrière et avant.

Les lectures aux points intermédiaires sont prises une seule fois après la seconde lecture sur la mire avant.

Vérification du nivellement. Il faut faire attention aux erreurs accidentelles parmi lesquelles on peut citer : l'erreur de la lecture sur la mire, le placement inexact de la bulle au milieu de la fiole, l'erreur de visée et d'autres. Afin d'exclure de graves erreurs, par exemple, les erreurs de calcul sur la mire et de diminuer l'influence des erreurs accidentelles, on effectue la vérification du nivellement.

Nivellement par méthode de visées réciproques. Ce procédé est effectué par deux opérateurs qui suivent l'un l'autre. Le premier nivelle les points de liaison et les points intermédiaires, le second ne nivelle que les points de liaison. Les résultats du nivellement sont comparés chaque jour et les erreurs découvertes sont éliminées. Ce procédé à vérifier le nivellement est le plus sûr.

Nivellement par méthode de réduction à l'horizon. Ayant stationné l'instrument, le niveleur n'effectue les lectures qu'aux points de liaison. Puis, changeant un peu la hauteur de l'instrument, il prend de nouveau les lectures sur les mires aux mêmes points de

liaison. Au second horizon de l'instrument, on nivelle aussi les points intermédiaires. On ne lit qu'après s'être assuré de l'exactitude des lectures aux points de liaison.

Au lieu de changer la hauteur de l'instrument, on peut utiliser les mires bilatérales.

En changeant la hauteur de l'instrument, le niveleur ne vérifie que l'exactitude des lectures sur la mire. Si les mires sont placées inexactement (par exemple, elles ne se trouvent pas sur le point) ou si elles sont écartées incorrectement, une telle erreur reste introuvable. La vérification à des mires bilatérales est aussi incomplète.

Nivellement par méthode de cheminement en deux sens. Parfois le nivellement est effectué à l'aide d'un seul instrument, mais l'alignement est nivelé deux fois, dans les sens direct et inverse. Lorsque les distances entre les points terminaux sont courtes, le cheminement inverse est effectué après le nivellement de tout l'alignement dans le sens direct. Si les distances sont importantes, le nivellement se fait par sections indépendantes dont la longueur est fixée de façon à pouvoir exécuter les cheminements direct et inverse de chaque section le même jour afin d'éviter la perte des points. Cette vérification est presque aussi précise que la vérification par visées réciproques.

Cheminement fermé. Dans certains cas les cheminements forment des polygones fermés. La somme de toutes les cotes entre les points de liaison, qui dans un polygone fermé doit être égale à zéro, sert à vérifier les mesures.

Cheminement entre les repères, les cotes desquels sont déterminées au nivellement de précision. La vérification du nivellement est donnée par la différence des cotes connue des repères, qui doit être égale à la somme algébrique des cotes du cheminement.

Parfois on construit un cheminement isolé, possédant des points de vérification intermédiaires, dont les cotes peuvent être déterminées deux fois à partir des points de station voisins.

Cette vérification consiste à choisir un point intermédiaire k se trouvant, par exemple, sur le piquet № 2 (fig. 225). Si en nivelant on détermine d'après les points de liaison principaux les horizons de l'instrument H_i' au point de station *1*, et H_i'' au point de

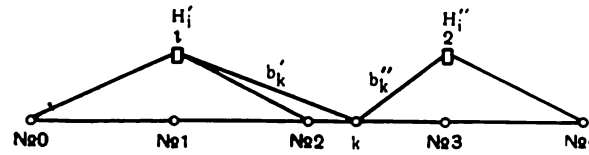


Fig. 225

station *2*, la cote du point intermédiaire *k* qui sert à vérifier les mesures, peut être déterminée deux fois :

$$H'_k = H'_i - b'_k,$$
$$H''_k = H''_k - b''_k,$$

b'_k et b''_k étant les lectures faites sur la mire au point intermédiaire à partir des stations *1* et *2*.

Si H'_k et H''_k se distinguent dans les limites de 3 à 4 mm, le nivellement est correct. Dans le cas contraire, la mesure aux points de station *1* et *2* est répétée.

§ 128. NIVELLEMENT DU TRACÉ ET DES PROFILS EN TRAVERS

Rattachement du tracé au repère. Si c'est possible le nivellement technique est rattaché au repère de nivellement d'Etat, dont la cote absolue est indiquée sur le tracé. Si à proximité du tracé projeté, il n'y a pas de repère de nivellement d'Etat, le nivellement se fait en partant d'un repère du tracé, dont la cote est déterminée conventionnellement. Le nivellement du tracé terminé, on rattache son point terminal au repère de nivellement d'Etat ou bien au repère du tracé. En rattachant le tracé au repère on place les mires sur des pieds métalliques ou des piquets en bois. Les points de station de l'instrument doivent être fixés en même temps qu'on effectue le piquetage. Le soir et pendant l'arrêt dans la journée, si le cheminement n'atteint pas un repère constant ou temporaire, le nivellement est terminé par des lectures faites sur deux ou trois points sûrement fixés (choisis sur une roche, un gros bloc de pierre, le socle d'un bâtiment en briques, la pile d'un pont, la souche d'un arbre, etc.). Le cas échéant, on plante un repère temporaire,

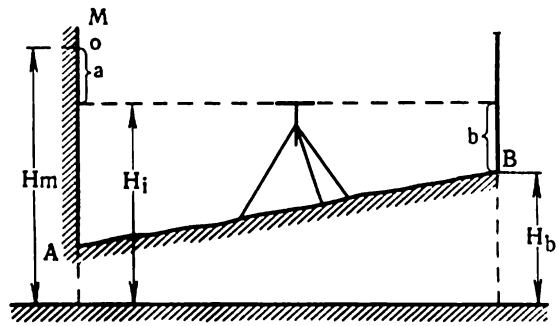


Fig. 226

balise de 30 à 40 cm de longueur et de 6 à 8 cm de diamètre sur le bout de laquelle est fixé un clou, sur lequel on place la mire.

Pour effectuer le rattachement au repère on introduit dans le trou pratiqué dans la mire un tenon en acier sur lequel on accroche une réglette dont les divisions vont de zéro (à partir du centre du trou) de haut en bas.

Soit la cote H_m (fig. 226) du point M est connue. On obtient la cote du point à rattacher B en stationnant le niveau à la mi-distance BM et effectuant les lectures A sur la réglette et B sur la mire au point B :

$$H_B = H_i - b = H_m - a - b.$$

Nivellement et carnet de nivellement. La fig. 227 représente le schéma planimétrique et altimétrique du tracé. Le piquet zéro est rattaché au repère par les deux points de station A et B. Au point № 2+41 on a levé un profil en travers (fig. 228).

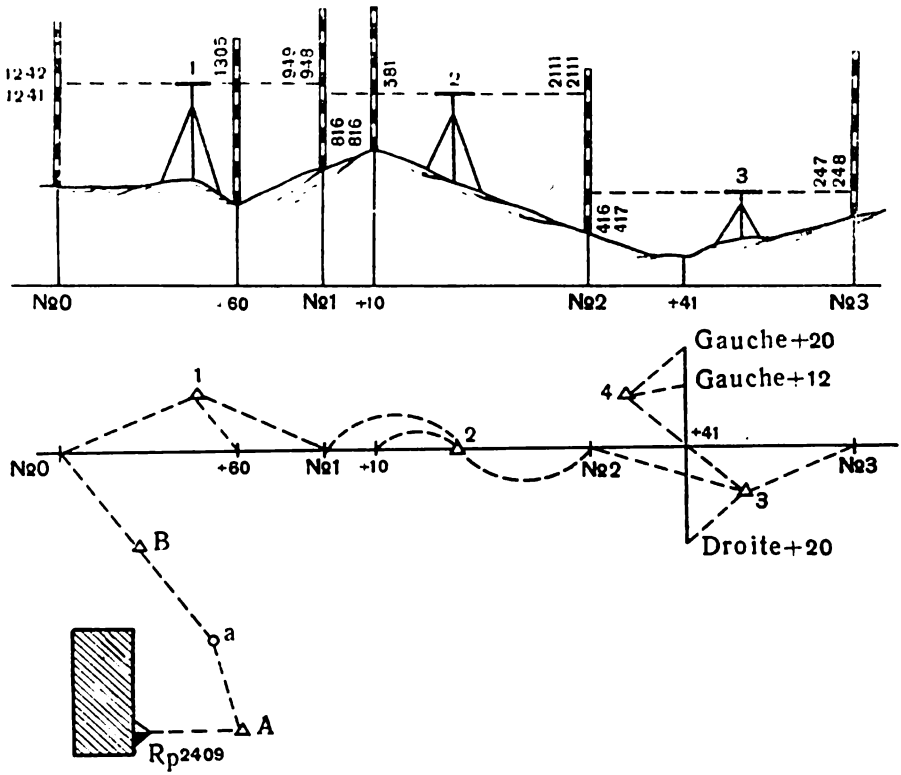


Fig. 227

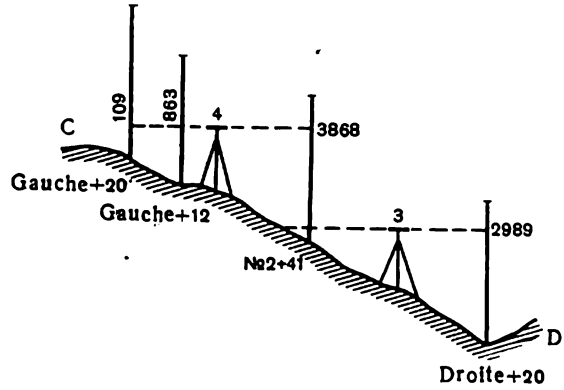


Fig. 228

Dans le modèle de carnet de nivellement, décrit ci-dessous, les cotes sont calculées suivant deux procédés d'après les cotes et d'après l'horizon de l'instrument. Les lectures sont notées dans le carnet en millimètres, et l'horizon de l'instrument et les cotes, en mètres jusqu'au troisième chiffre décimal.

Après avoir rattaché le point initial du tracé au repère, le niveau est stationné entre les piquets № 0 et № 1 (fig. 227), et on effectue les lectures sur les mires placées sur ces piquets. Les lectures sur la mire arrière 1242 et 1241 et sur la mire avant 949 et 948 sont faites avec le niveau à lunette mobile et à nivelle fixée au support :

1) visée arrière, 2) visée avant, 3) rotation et retournement de la lunette sur ses fourches, 4) visée arrière, 5) visée avant.

La différence des deux lectures sur la même mire doit être de 3 mm au maximum.

En calculant les moyennes des lectures sur les mires on arrondit les dixièmes de millimètre jusqu'au millimètre. Lorsque les piquets № 0 et № 1 sont nivelés et les résultats obtenus sont vérifiés, le porte-mire arrière se déplace au point +60, y place la mire, et le niveleur relève la lecture (1305) et la note dans la colonne (4) des visées intermédiaires (voir table 20). A chaque lecture sur les mires le porte-mire indique à haute voix le numéro du point sur lequel il se trouve pour éviter l'enregistrement de fausses inscriptions.

Le travail terminé au point de station *1*, on transporte le niveau au point de station *2*, et le porte-mire arrière se déplace au piquet № 2 devenant le porte-mire avant. Le porte-mire avant, qui reste au piquet № 1, à son tour, devient le porte-mire arrière. Le nivellement au point de station *2* ne différant pas du précédent, l'opération continue de la même façon.

Procédés à préciser les lectures de nivellement. La précision du cheminement dépend principalement de la précision de nivellement des points de liaison. L'erreur, admise dans la cote du point de liaison, est transmise sur toutes les autres. C'est pourquoi en mesurant ou en traitant les données du carnet, on doit faire une grande attention aux points de liaison. Généralement sur les points de liaison on effectue deux visées avant et après le retournement de la lunette sur les fourches ou sur les différents côtés de la mire bilatérale, ainsi que sur les points intermédiaires on n'effectue qu'une seule visée (après la seconde visée sur les points de liaison).

On tient la mire devant soi avec les deux mains par ses bords à la hauteur de la poitrine ou par des poignées spéciales. Avant de la placer sur le piquet il faut examiner l'état de ce dernier et, s'il est détérioré, effilé ou fendu, on doit le remplacer par un autre. Il faut nettoyer convenablement le pied de la mire et la surface supérieure du piquet. Le porte-mire ne doit la secouer, la déposer du piquet et se déplacer lui-même que par ordre du niveleur. Avant d'effectuer chaque lecture sur les mires, il faut que la bulle de la nivelle se trouve exactement au milieu de la fiole. Si en lisant on remarque une petite déviation de la bulle, avant de procéder à la lecture, on amène la bulle au milieu à l'aide d'une des vis calantes (le plus proche de l'objectif ou de l'oculaire) ou de la vis micrométrique (s'il y en a une). Il n'est pas recommandé de changer la mise au point de la lunette entre les visées portées sur les mires arrière et avant.

Nivellement d'un profil en travers. Au point № 2+41 on construit un profil en travers. Afin de le niveler, le niveleur stationne l'instrument au point de station *3* de façon à pouvoir niveler les piquets № 2 et 3 et les points du profil en travers droit + 20, gauche + 12, gauche + 20. Cependant cette opération n'est pas toujours possible à cause du relief du terrain. Dans le cas donné, à partir du poste *3* sont nivelés : les piquets № 2 et № 3, le point № 2 + 41 et le point + 20 de la partie droite du profil.

La partie gauche du profil est nivelée à partir du point de station *4*, car en visant du point de station *3* le rayon de visée passerait au-dessous des mires, placées aux points + 12 et + 20 de la partie gauche du profil (fig. 228). Les piquets № 2 et № 3 servent de points de liaison du tracé et le point № 2 + 41, de point intermédiaire. Si le nivellement du profil en travers se fait du point de station *4*, le point № 2 + 41 sera un point de liaison, car les cotes des points gauches + 12 et + 20 sont calculées d'après la cote du point № 2 + 41, qui est la cote de base. La lecture sur le point № 2 + 41 sera une visée arrière, et on la note dans la colonne (3) du carnet. Les visées sur les points du relief en travers sont notées dans la colonne des points intermédiaires. Le nivellement des profils en travers s'effectue sans retourner la lunette. L'opération terminée, on

transporte l'instrument au point de station *5*, et le nivellement continue de façon identique.

Nivellement en sautant d'un piquet sur deux. S'il est possible d'effectuer les lectures sur la mire à une distance de 100 à 150 m avec le niveau donné, la mesure se fait en sautant chaque deuxième piquet. Dans ce cas, les piquets № 0, 2, 4, 6 serviront de points de liaison et les piquets № 1, 3, 5, ... de points intermédiaires. Ce procédé est possible seulement si l'axe passe sur un terrain à relief plat. Si le terrain a de brusques mouvements, le rayon de visée peut passer au-dessous du pied de la mire ou au-dessus de la mire aux points de liaison.

Traitement du carnet de nivellement. Les données sont traitées pendant l'opération de nivellement (table 20). Les cotes des points de liaison sont calculées d'après les différences de niveau ou d'après l'horizon de l'instrument, et les points intermédiaires, seulement d'après l'horizon de l'instrument. Dans le carnet la dénivellation entre les piquets № 0 et № 1 (1242−948=+294) est notée dans la colonne des différences de niveau positives (8), et entre les piquets № 1 et № 2 (816−2111=−1295) elle est notée dans la colonne des dénivellations négatives (9). D'après la cote du piquet zéro (149,727) et d'après la différence de niveau est calculée la cote du piquet № 1 (149,727+0,294=150,021), la cote du piquet № 2 est égale à celle du piquet № 1 plus dénivellation correspondante, et ainsi de suite. Connaissant les cotes des points de liaison et les visées portées sur eux on détermine les horizons de l'instrument pour chaque point de station, par exemple, pour le point de station № 1 : 149,727+1,242=150,969. En soustrayant de l'horizon de l'instrument les visées portées sur les autres points, on obtient les cotes de ces points. Ainsi, la cote du point + 60 est égale à : 150,969−1,305=149,664. Afin de vérifier les mesures, la cote du piquet № 1 peut être encore obtenue d'après l'horizon de l'instrument : 150,969−0,948=150,021, etc.

Vérification des calculs de chaque page. Au bas de chaque page on vérifie les calculs. Dans ce but, on fait la somme des moyennes des lectures avant et arrière et des dénivellations des points de liaison. La différence de ces sommes (−833) doit être égale à la différence des cotes des points premier et dernier (148,894−149,724=−0,833). Outre cela, la somme des différences de niveau entre les piquets № 3 et 0 (−833) doit être égale à la différence des cotes des piquets № 3 et 0 (−833). Les cotes des points intermédiaires et des profils en travers ne sont pas à vérifier.

Tous les calculs dans le carnet doivent être faits tout de suite après la note des lectures. La fausse inscription est biffée et l'inscription correcte est notée sur une nouvelle ligne. Il est défendu d'employer la gomme. La nouvelle page du carnet est commencée par la répétition des notes du dernier point de liaison ainsi que de sa cote. Le niveleur peut enlever le niveau pour le transporter au

Table 20

Carnet de nivellement
(mires unilatérales)

№ du poste	Points nivelés	Lectures sur la mire effectuées arrière	Lectures sur la mire effectuées intermédiaire	Lectures sur la mire effectuées avant	Lectures sur la mire moyennes des lectures arrière	Lectures sur la mire moyennes des lectures avant	Dénivellation +	Dénivellation −	Horizon de l'instrument	Cote apparente	Cote absolue
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
				Premier niveau Cheminement principal sur le tracé à partir du piquet № 0							
	№ 0	1242 1241*			1242		294		150,969		149,727
1	+60		1305								149,664
	№ 1			949 948*		948					150,021
	№ 1	816 816			816				150,837		150,021
2	+10		581					1295			150,256
	№ 2			2111 2111		2111					148,726
	№ 2	416 417			416				149,142		148,726
3	+41		935				168				148,207
	dr. +20		2989	247		248					146,153
	№ 3			248							148,894
					2474	3307	462	1295			−0,833
					−833		−833				
				Profil en travers							
	№ 2+41	3868							152,075		148,207
4	gauche +12		863								151,212
	gauche +20		109								151,966

point de station suivant seulement après avoir terminé tous les calculs et toutes les vérifications au point de station donné.

La note des cotes. Le carnet de nivellement a une colonne

* Les secondes lectures sont parfois inscrites incomplètement dans le carnet et ne laissant après le trait que les derniers chiffres de la seconde lecture, par exemple, 1242/1 ou 949/8, etc.

des cotes conventionnelles (11). Elle est remplie s'il n'y a pas de repères de nivellement d'Etat dans la région du tracé projeté, et toutes les cotes sont calculées à partir de la cote du piquet zéro. Si on parvient ultérieurement à rattacher le tracé au repère, le passage des cotes conventionnelles du tracé aux cotes absolues ne représentera pas de difficulté. Par exemple, si la cote du piquet № 0 a été prise conventionnellement égale à 100,000 m, sa cote absolue étant de 149,867 m, il faudra ajouter à chaque cote conventionnelle la différence: 149,867 − 100,000 = 49,867 m.

Nivellement à mires bilatérales

Si on effectue le nivellement avec des mires bilatérales, les résultats du nivellement sont notés dans le journal dont le modèle est représenté sur la table 21.

Table 21

Carnet de nivellement
(mires bilatérales)

№№ des postes	Points observés	Lectures sur la mire			Dénivellation		Dénivellation moyenne		Horizon de l'instrument	Cotes absolues	Cotes conventionnelles
		arrière	avant	intermédiaire	+	−	+	−			
				Premier niveau							
	№ 0	5344							64,063	63,406	
		657									
	+30			845						63,218	
1	+84			915						63,148	
	№ 1		5749			405		404		63,002	
			1061			404					
	№ 1	6312							64,628	63,002	
		1626									
	+46			1828						62,800	
2	№ 2		6184		128		128			63,130	
			1498		128						
		13 939	14 492		256	809	128	404		63,130	

−553 : 2 = −276 −553 : 2 = −276 −276 $\frac{63,406}{-0,276}$

L'ordre des inscriptions:

1) lecture sur le côté rouge de la mire arrière,
2) „ „ „ „ avant,
3) „ „ le côté noir „ arrière,
4) „ „ „ „ avant.

Si le nivellement se fait avec un niveau à lunette mobile et à nivelle montée au support, il faut après la deuxième lecture, retourner la lunette sur ses coussinets et la tourner à 180° autour de son axe géométrique.

Après avoir effectué les lectures de mires sur les points de liaison, on transporte la mire arrière sur les points intermédiaires dont les lectures ne se font que sur le côté noir de la mire. Toutes les opérations terminées, il faut avant d'enlever l'instrument vérifier les calculs.

Les différences des lectures faites sur les différents côtés de la mire doivent être identiques ; les divergences de différences ne doivent pas dépasser 3 mm.

§ 129. CHOIX DES POINTS DE LIAISON

Soit le point positif № 2+41 du tracé servant de point de liaison pour le premier profil en travers (§ 128). Généralement, ce sont les piquets qui servent de points de liaison, mais il arrive suivant le relief du terrain qu'on a des points qui n'étaient pas prévus au piquetage de ce terrain. Ces derniers sont appelés **points** *x*. La fig. 229 représente le cas lorsqu'on ne peut pas niveler entre les piquets № 23 et 24 à partir d'un point de station à cause du terrain accidenté. Dans ce cas il faut transmettre la cote du piquet № 23 sur le piquet № 24 par deux points de station et considérer le point positif № 23+80 comme point de liaison. Mais s'il n'y a pas de point positif, c'est le point *x* (sur la fig. 230 il est représenté par la lettre *x*) qui sert de point de liaison. Le point *x* ne représente pas le relief ; il ne transmet que la côte : c'est pourquoi la distance à partir du point *x* jusqu'au piquet n'est pas mesurée, ni portée sur le profil en travers, mais il est aussi déterminé sur le terrain par un piquet.

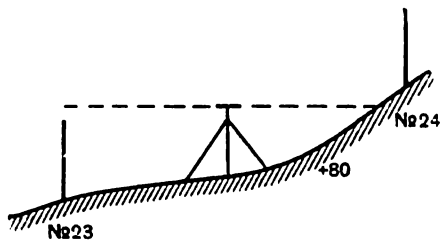


Fig. 229

Sur les pentes abruptes,

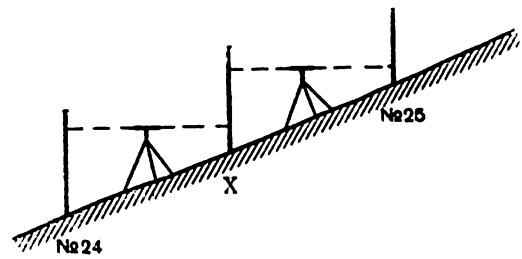


Fig. 230

entre les piquets, il arrive parfois de faire plus de deux installations du niveau, conformément à quoi sont désignés plusieurs points *x*. Lorsqu'il faut désigner beaucoup de points *x* entre les piquets, la distance à partir du niveau jusqu'aux mires devient trop petite, et comme il n'est pas recommandé de placer le niveau à moins de 10 m de la mire, on installe dans ces cas l'instrument de côté du tracé, ce qui mène à l'augmentation de la distance à partir de lui jusqu'aux mires.

§ 130. NIVELLEMENT SUR LE TERRAIN INACCESSIBLE (RAVINS, LACS, COURS D'EAU, MARAIS)

Piquetage des cotes d'une pente sur l'autre. Si le tracé passe par des ravins profonds et étroits, le nivellement s'effectue ainsi (fig. 231) : à proximité du tracé on installe le niveau à la station *1*, et on place les mires sur le piquet № 25 et sur le point +84 de l'autre côté du ravin.

Les visées arrière et avant effectuées, on transmet la cote du piquet № 25 sur le point +84.

Ensuite le porte-mire arrière se déplace successivement aux points +15 et +30, et le porte-mire avant au point +72. Ces points sont nivelés comme intermédiaires, et leurs cotes sont déterminées d'après la cote du piquet № 25. L'instrument est transporté à la station *2*. La mire au point +30 ne bouge pas et, sa cote étant déterminée de la station *1*, on détermine plus tard sur elle l'horizon de l'instrument à la station 2. Effectuant à la station *2* une visée arrière, on lit sur la mire placée au point +30, et les points +46 et +54 étant nivelés comme intermédiaires. Ensuite on passe à la station *3* les mires étant installées au point +84 et sur le piquet № 26, la cote du point +84 étant déterminée à partir de la station *1*. Ayant effectué une visée arrière sur le point +84 et une visée avant sur le piquet № 26, on obtient la cote du piquet № 26.

Nivellement d'une pente difficile. Le nivellement de pentes très abruptes est effectué à l'aide d'un niveau à plomb.

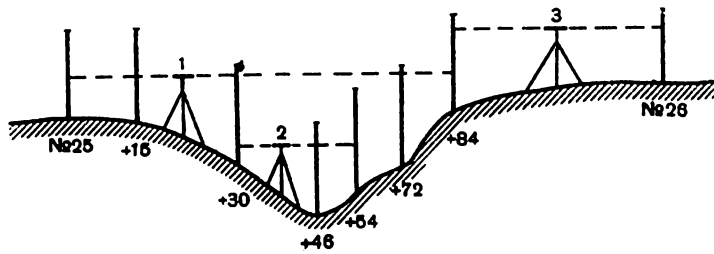


Fig. 231

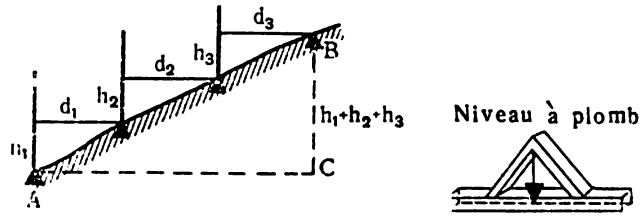


Fig. 232

En déterminant les distances horizontales d_1, d_2, d_3 (fig 232), on mesure simultanément les distances verticales h_1, h_2, h_3 à l'aide d'un équarri horizontal et d'une mire verticale. Pour amener l'équarri dans la position horizontale, on y place un niveau à plomb (fig. 232) ou une nivelle cylindrique enfermée dans sa monture. La longueur de la projection horizontale de toute la ligne sera : $s=d_1+d_2+d_3$. La somme $h_1+h_2+h_3$ donne la différence d'altitude du point B par rapport au point *A*. Procédant au nivellement il est désirable afin de vérifier les résultats, d'obtenir la différence des cotes des points *A* et *B* à l'aide d'un niveau, en effectuant le nivellement par cheminement.

Piquetage des cotes par-dessus un lac ou un cours d'eau.

1er cas. La distance entre les points à niveler ne dépasse pas 300 m. Dans ce cas (fig. 233), à une distance de 10 à 20 m à partir des points *A* et *B*, on choisit les endroits I_1 et I_2 de mise en station de l'instrument de façon qu'approximativement $I_1A=I_2B$ et $I_1B=I_2A$. Le niveau stationné au point I_1, on effectue les lectures sur les deux côtés des mires bilatérales, placées aux points *A* et *B*, en visant d'abord sur *A*, puis sur *B*. S'il y a trois traits dans la lunette du niveau, les lectures doivent être effectuées sur tous les trois traits. Ensuite, *ne changeant pas la mise au point de la lunette,* on stationne le niveau au poste I_2 et on lit sur les deux côtés de la mire au point *A*. Après quoi, *ayant changé la mise au point de la lunette,* on lit sur la mire au point *B*. Avant d'effectuer les lectures, il faut amener la bulle de la nivelle au milieu de la fiole. Soit *a* et *b* les lectures, obtenues au premier point et *a'* et *b'*, celles, obtenues au deuxième point. On obtient alors deux

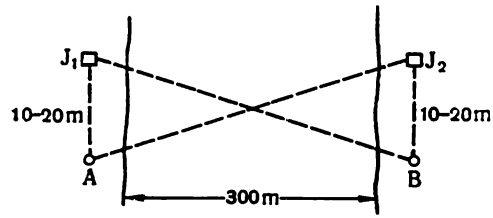


Fig. 233

fois la différence d'altitude du point B par rapport au point A :

$$h' = a - b$$

et

$$h'' = a' - b'.$$

La divergence de ces valeurs ne doit pas dépasser 10 mm sur chaque 100 m de distance. La moyenne arithmétique des deux valeurs est la différence d'altitude totale, c'est-à-dire :

$$h = \frac{h' + h''}{2}.$$

Il est recommandé de piqueter les cotes deux fois à des heures différentes de la journée, dont les meilleures sont le matin, une heure après le lever du soleil et jusqu'à 9 heures, et dans l'après-midi, de 16 heures à une heure avant le coucher du soleil.

L'instrument doit être minutieusement vérifié.

IIe cas. La distance entre les points à niveler dépassant 300 m, le problème est résolu identiquement au précédent, mais la lecture M (fig. 234), correspondant à la position horizontale de l'axe de visée, est déterminée par calculs, car on ne peut l'obtenir directement. Dans ce but, on colle sur la mire deux bandes noires étroites de façon que la lecture exacte, correspondant à la position horizontale de l'axe de visée, se trouve entre les bandes. La largeur de la bande dépend de la distance entre les points à niveler. Si la distance est de 600 m, la largeur de la bande doit être de 2 à 5 cm. Le niveau stationné, on vise sur le milieu de la bande supérieure a et on note de quel nombre n de divisions la bulle de la nivelle a dévié à partir du milieu de la fiole. Ensuite, on vise sur le milieu de la bande inférieure b, et on détermine le nombre m de divisions, duquel la bulle de la nivelle a dévié à partir du milieu de la fiole.

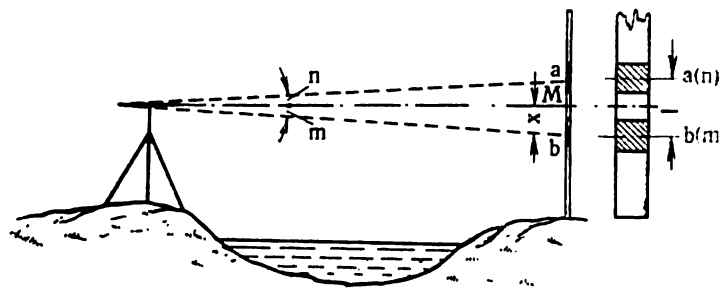


Fig. 234

La distance l entre les milieux des bandes est connue ; pour obtenir la lecture exacte sur la mire, il faut ajouter à la lecture, faite sur le milieu de la bande b, la grandeur x que l'on trouve de la proportion :

$$\frac{x}{l-x}=\frac{m}{n},$$

d'où

$$x=\frac{lm}{m+n}.$$

Soit $m=1$ et $n=2$; $l=60$ mm. On a : $x=20$ mm.

Procédé simplifié de piquetage des cotes. On admet parfois d'effectuer le piquetage des cotes par-dessus de larges lacs ou des rivières à courant calme à la réduction de l'eau. On choisit ainsi des sections rectilignes du lac ou du cours d'eau et sur chaque rive, on creuse un trou se trouvant sur une droite, perpendiculaire à l'axe du cours d'eau, à proximité près de la réduction de l'eau. Le trou communique avec le cours d'eau par une rigole. Dans chacun de ces trous on plante une balise à fleur d'eau. Les coupes supérieures des balises se trouvant dans un même plan horizontal, leurs cotes sont identiques. Les balises d'une rive, plantées, on effectue le piquetage de la cote du repère le plus proche ou du point de nivellement sur la coupe supérieure de la balise se trouvant sur la même rive. Cette cote se répète sur la balise de la rive opposée, après quoi elle est piquetée sur le point de nivellement suivant.

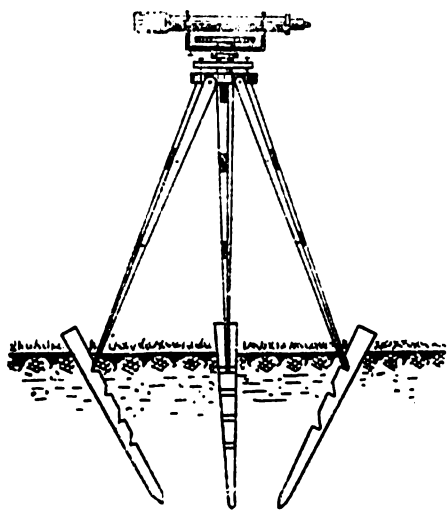


Fig. 235

En hiver, le nivellement peut s'effectuer sur la glace. Pour placer les mires, il faut creuser des trous dans la glace, dans lesquels sont congelées des balises. Avant le nivellement l'instrument doit être vérifié et la nivelle doit avoir une chambre de rechange destinée à mesurer la longueur de la bulle.

Nivellement à travers des terrains marécageux. Lorsque le tracé passe par des marais, il est préférable d'effectuer le nivellement avec le niveau de Stodolkévitch. Si on ne possède qu'un niveau classique, il est recommandé d'effectuer le nivellement en hiver. En été il

faut travailler à deux : l'un des opérateurs fait les lectures sur la mire arrière, l'autre, sur la mire avant.

Parfois on plante de gros piquets, sur lesquels sont installés les pieds du trépied (fig. 235). Dans le but d'installer les mires sur des terrains marécageux, il faut utiliser des piquets beaucoup plus solides que d'ordinaire et les planter en biais et profondément dans le sol.

§ 131. ECARTS DE FERMETURE ADMISSIBLES DU NIVELLEMENT DU PROFIL EN LONG. COMPENSATION DES COTES

L'erreur inévitable du nivellement technique sur 1 km est admise en moyenne égale à +1 cm. Considérant que l'erreur maximum admissible sur 1 km de cheminement du profil en long est de deux fois plus grande, trouvons que l'écart de fermeture maximum Δ_1 sur L km est :

$$\Delta_1 = \pm 2\sqrt{L} \text{ cm} = \pm 20\sqrt{L} \text{ mm.} \qquad \text{(XVIII.1)}$$

Si on prend encore en considération l'influence des erreurs systématiques, agissant en raison directe à la longueur du cheminement et croissant au nivellement technique suivant la loi

$$\Delta_2 = \pm 2L \text{ mm,}$$

l'erreur sommaire Δ est égale à :

$$\Delta^2 = \Delta_1^2 + \Delta_2^2 = (400L + 4L^2) \text{ mm,}$$

d'où

$$\Delta = \pm\sqrt{400L + 4L^2} \text{ mm.} \qquad \text{(XVIII.2)}$$

La divergence maximum entre les sommes des différences de niveau des cheminements direct et inverse ou des cheminements, construits deux fois dans une direction, est déterminée d'après la formule :

$$\Delta' = \pm 30\sqrt{L} \text{ mm.} \qquad \text{(XVIII.3)}$$

Cette formule peut être obtenue de (XVIII.1) :

$$\Delta' = \Delta_1\sqrt{2} = \pm 20\sqrt{2L} \approx \pm 30\sqrt{L} \text{ mm,}$$

car l'erreur de la différence de deux grandeurs est de $\sqrt{2}$ plus grande que celle d'une grandeur. Dans ce cas les erreurs systématiques ne sont pas prises en considération, car on suppose que leur influence dans la différence soit éliminée.

La construction d'une autoroute est précédée généralement d'un nivellement dont l'erreur d'écart admissible est déterminée par la formule $\pm 50 \sqrt{L}$ mm (agglomérations, nœuds des voies de communication, passages cloutés, lieux de rattachement du profil aux repères de nivellement d'Etat) ou par la formule $\pm 100 \sqrt{L}$ mm (nivellement en deux sens du profil en question exclut les cas cités ci-dessus). Si les écarts de fermeture sont admissibles, en l'absence des rattachements, on considère que les moyennes arithmétiques des cotes des points, obtenues à l'aide du premier et du deuxième niveaux soient définitives. Si des repères de nivellement d'Etat sont disposés dans les limites du tracé, après avoir compensé l'écart de fermeture, si ce dernier est admissible, on le répartit à tous les repères de la section donnée du tracé.

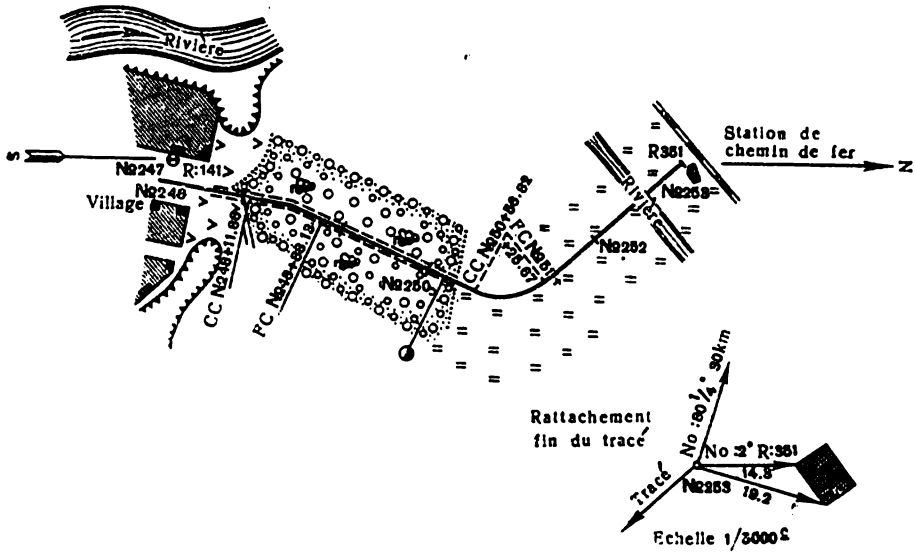
Les cotes des repères intermédiaires, disposés entre deux repères de nivellement d'Etat, sont compensées proportionnellement à la distance se trouvant entre eux. Les cotes des repères compensées sont définitives et on les porte sur la carte des repères.

§ 132. ETABLISSEMENT DU PLAN ET DU PROFIL EN LONG DU TRACÉ

Etablissement du plan du tracé. Connaissant les données du carnet de piquetage et la carte des droites et des courbes, on établit le plan du tracé. Pour un terrain plat ou peu accidenté l'échelle est prise généralement égale au 1/10 000 et au 1/5000, ainsi que pour un terrain montagneux elle est égale au 1/2000. Le tracé est construit d'après les coordonnées des angles aux sommets ou d'après les rhumbs et les longueurs des côtés. Le plan (fig. 236) représente le galbe d'une bande d'études, levée pendant la matérialisation sur le terrain du tracé projeté.

Etablissement du profil en long. Connaissant les données des carnets de nivellement et de piquetage, on construit le profil en long du tracé sur le papier millimétrique. Pour les distances verticales l'échelle est dix fois plus grande que celle, prise pour les distances horizontales. Selon la destination, on établit des profils en long de différents types. Les profils d'une autoroute nationale sont construits à l'échelle de 1/5000 (profil horizontal) et de 1/500 (profil vertical) ; les profils de détail d'une voie ferrée, respectivement au 1/10 000 et au 1/1000. Les profils des conduites d'eau et des canalisations dans les villes et les entreprises industrielles sont construits à de plus grandes échelles : au 1/500 ou au 1/1000 pour les distances horizontales et au 1/50 ou au 1/100 pour les distances verticales.

En établissant les profils, il faut suivre des modèles établis, sur lesquels est représenté un quadrillage destiné à la disposition et à l'enregistrement des données nécessaires qu'on appelle qua-



Points	Position du sommet de l'angle	Angle		Eléments de la courbe				Distance entre sommets	Insertion droite	Rhumb direct
		droite	gauche	R	T	K	S			
Piquet № 247										
								150.20	111,86	NE : 10°33'
y 131	№ 248+50,20	14°34'		300	38,34	76,27	2,44			
								245,81	168,69	NE : 25°7'
y 132	№ 250+95,60		65°45'	600	38,78	68,85	11,44			
								213,11	174,33	NE : 40°38'
Piquet № 253										

Fig. 236

drillage de profil. La fig. 237 représente un profil en long d'une route construit à l'aide d'un quadrillage, l'échelle horizontale étant égale au 1/5000, et l'échelle verticale au 1/500. Les colonnes (2 — 9) sont remplies conformément aux exigences exposées dans le cours « Recherches et projection des routes ».

La construction du profil commence par la disposition des piquets et des points positifs et on remplit la colonne des distances (11). On porte les cotes des points en partant de la ligne d'horizon apparente, représentée par l'une des épaisses lignes du papier millimétrique. A côté du point de départ de cette ligne d'horizon on laisse une place libre de 6 à 7 cm pour les inscriptions. La ligne de profil doit passer au-dessus de celle de l'horizon apparent à une

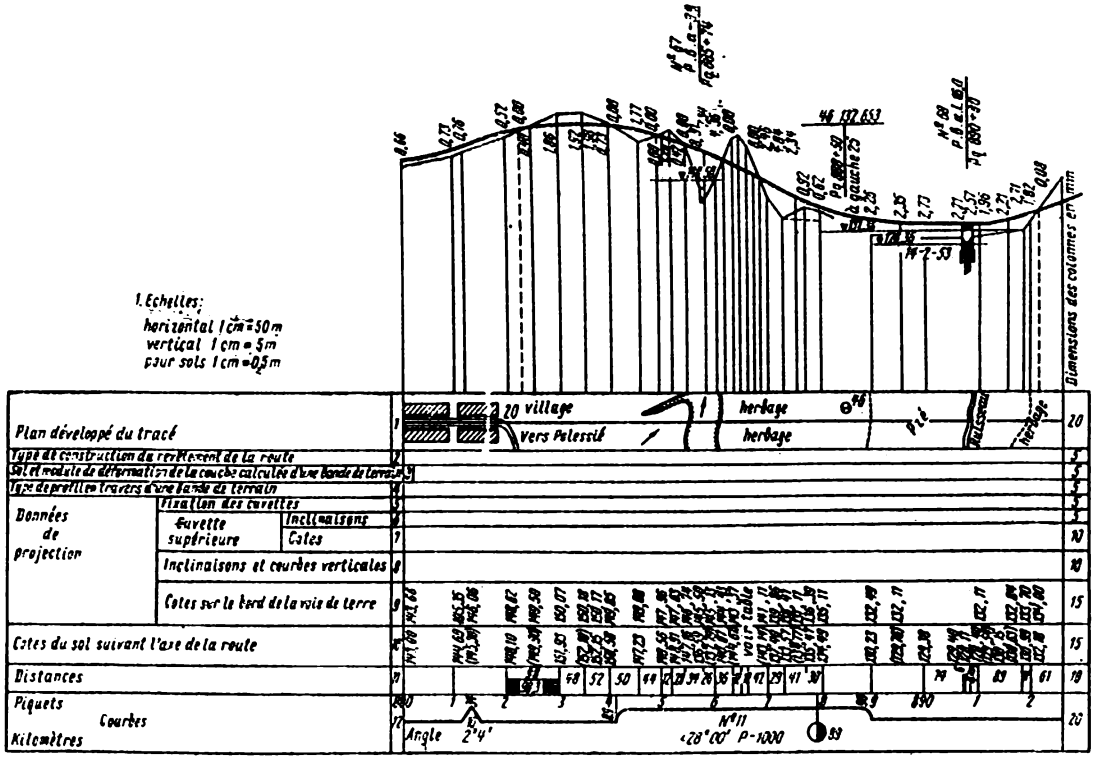

1. Echelles:
horizontal 1 cm = 50 m
vertical 1 cm = 5 m
pour sols 1 cm = 0,5 m
Plan développé du tracé
Type de construction du revêtement de la route
Sol et module de déformation de la couche calculée d'une bande de terrain
Type de profil en travers d'une bande de terrain
Données de projection
Fixation des cuvettes
Cuvette supérieure
Inclinaisons
Cotes
Inclinaisons et courbes verticales
Cotes sur le bord de la voie de terre
Cotes du sol suivant l'axe de la route
Distances
Piquets
Courbes
Kilomètres
Dimensions des colonnes en mm
20 village
Vers Polessié
herbage
herbage
Pré
Ruisseau
herbage
Angle 2°4'
N°11
<28°00' P-1000

Fig. 237

hauteur de 6 à 10 cm. Au-dessus de la ligne de profil on laisse une place de 3 à 5 cm environ pour les différentes inscriptions à porter (cotes des repères, les dimensions des constructions artificielles, etc.) Au-dessous de l'horizon apparent laisser une place de 12,5 cm pour la disposition des colonnes (1 — 12) du quadrillage de profil. Les dimensions indiquées, on peut calculer la largeur de la bande de papier nécessaire à la construction du profil. Le profil est fait au crayon.

Les numéros des piquets sont portés sur la ligne inférieure de la colonne (11), les distances incomplètes entre piquets (voir piquets 882—883) étant portées de même longueur que les normales, c'est-à-dire de 100 m, mais leur longueur réelle est notée dans la colonne (11), où, de plus, on dessine un signe conventionnel particulier (fig. 237). La dénomination des points positifs sur le profil n'est pas indiquée, mais la distance entre eux et les piquets est estimée d'après la colonne des distances (11), dans laquelle tous les points sont notés à l'échelle à l'aide de construction des ordonnées. Ensuite on inscrit les distances entre points dans les intervalles compris entre les ordonnées. S'il n'y a pas de points positifs entre les piquets, la distance entre les piquets égale à 100 m n'est pas inscrite. Les index kilométriques sur le profil sont menés à partir de la ligne de piquetage vers le bas sous forme de ligne droite de 1,2 cm de longueur, de 4 cm dans le cas des voies ferrées terminée par un rond (de 5 mm de diamètre) dont la partie droite est peinte avec de l'encre de Chine. Les index kilométriques se trouvent en général exactement sur les piquets, mais, dans le cas d'une distance incomplète entre les piquets, les index kilométriques sont déplacés, car on ne compte que la distance réelle et non pas le nombre de piquets. A 1 cm au-dessous de la ligne de piquetage est représenté le plan conventionnel des droites et des courbes.

Les courbes sont désignées par des arcs dirigés en haut ou en bas selon la direction dans laquelle tourne la ligne. L'arc au-dessus indique le détour à droite, et l'arc au-dessous, le détour à gauche. Les points initial et terminal de chaque courbe circulaire sont marqués par une perpendiculaire menée de la ligne de piquetage vers la ligne médiane de la colonne (12) qui représente l'axe de la route. Les distances à partir des points initial et terminal de la courbe jusqu'aux plus proches petits piquets sont portées le long des perpendiculaires (par exemple, le point initial de la première courbe se trouve au point № 884+09 et le point terminal au point № 888+98) ; aussi chaque courbe porte-elle l'inscription de l'angle au sommet et au rayon. La fig. 238 représente un profil en long d'une voie ferrée. L'échelle horizontale est de 1/10 000 et l'échelle verticale, de 1/1000.

Les profils de l'autoroute (colonne 1) et les profils de la voie ferrée (au-dessus de la colonne des cotes rouges de projection)

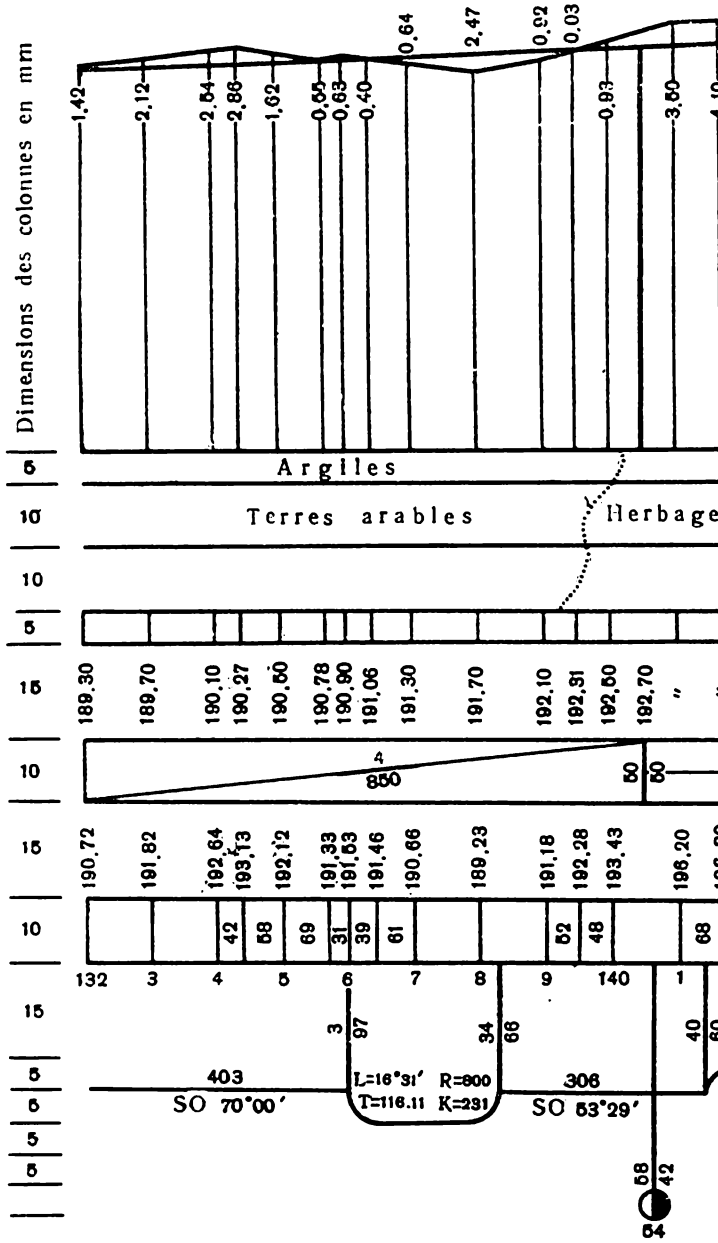

Dimensions des colonnes en mm
1,42
2,12
2,54
2,86
1,62
0,55
0,63
0,40
0,64
2,47
0,92
0,03
0,93
3,50
4,10
5
Argiles
10
Terres arables
Herbage
10
5
15
189,30
189,70
190,10
190,27
190,50
190,78
190,90
191,06
191,30
191,70
192,10
192,31
192,50
192,70
" "
10
4
850
50
60
15
190,72
191,82
192,64
193,13
192,12
191,33
191,63
191,46
190,66
189,23
191,18
192,28
193,43
196,20
196,80
10
42
58
69
31
39
61
62
48
68
132
3
4
5
6
7
8
9
140
1
15
3
97
34
66
40
60
5
403
SO 70°00'
L=16°31' R=800
T=116.11 K=231
306
SO 53°29'
5
5
5
58
42
54

Fig. 238

sont suivis du plan de bande d'études levée à l'échelle horizontale donnée ; l'axe de la route étant tracé au milieu du plan.

On inscrit dans la colonne des cotes (noires) du sol en face des ordonnées correspondantes les cotes, arrondies aux centimètres, prises du carnet de nivellement. Après quoi, suivant les cotes noires, on porte les points. On relie ces points, et on obtient la ligne du profil. Les ordonnées des points du profil ne doivent pas franchir les limites du dessin.

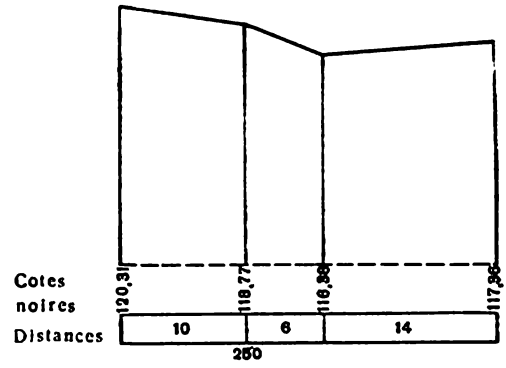


Fig. 239

La ligne du profil est tracée à l'encre de Chine. A partir de chaque point du profil, on mène des perpendiculaires jusqu'à la ligne d'horizon apparent. L'axe de la route, les droites et les courbes, les colonnes destinées aux cotes de projection et aux inclinaisons sont tracés, et les données, portées dans ces colonnes, sont inscrites à l'encre de Chine rouge. Toutes les autres colonnes et inscriptions et la mise au point du plan en signes conventionnels sont faites à l'encre de Chine noire. Le profil, reporté sur le calque et servant à obtenir des photocopies, est fait à l'encre de Chine noire.

Au-dessus de la ligne de profil sont indiqués tous les repères avec leurs numéros, cotes et distances à partir du tracé. Les profils en travers sont construits à des échelles identiques, pour les distances horizontales ainsi que pour les distances verticales. La fig. 239 représente le profil en travers au piquet № 250.

§ 133. CALCUL DES COTES DE PROJECTION

La ligne de projection *CD* (fig. 240) est portée généralement sur le profil selon l'inclinaison donnée $i=\operatorname{tg}\alpha$. Si la cote de projection (cote rouge) H_1 du point initial *C* est donnée, on trouve la cote rouge H_2 du point suivant *D* d'après la formule :

$$H_2=H_1+h=H_1+d\ \operatorname{tg}\alpha=H_1+id, \qquad \text{(XVIII.4)}$$

La cote du point suivant est égale à celle du point précédent plus le produit de l'inclinaison de la ligne par la distance horizontale

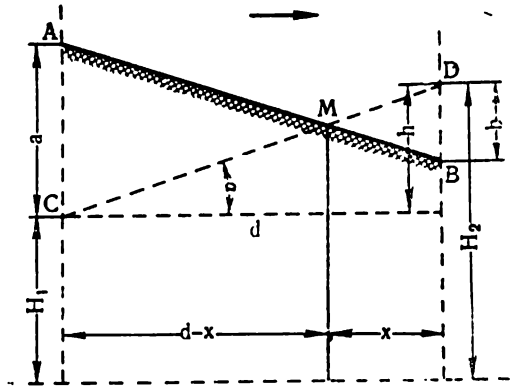


Fig. 240

entre les points. D'après cette formule, on peut calculer les cotes rouges pour tous les points construits sur le profil. La différence entre les cotes rouge et noire du point indique la hauteur du remblai ou la profondeur du déblai en ce point, et elle est appelée cote de travail. Le point *M*, point des travaux nuls, se trouve à l'intersection des lignes noire et rouge. La distance horizontale x à partir du point M jusqu'au point le plus proche B peut être trouvée d'après la proportion :

$$\frac{x}{d-x}=\frac{b}{a},$$

d'où

$$x=d\,\frac{b}{a+b}, \qquad \text{(XVIII.5)}$$

a et b étant les cotes de travail aux points A et B, et d la distance horizontale entre ces points. Connaissant x ou $d-x$, on peut trouver la cote du point M d'après la formule (XVIII.4).

Les cotes de travail, correspondant au remblai, sont inscrites au-dessus de la ligne de projection du profil, et celles qui correspondent au déblai, au-dessous de cette ligne. Au point des travaux nuls sur le profil de l'autoroute on mène en pointillés une perpendiculaire à la ligne d'horizon apparent et de ses deux côtés on y porte les distances du point zéro jusqu'aux points voisins du profil, arrondis jusqu'aux mètres entiers. Sur la fig. 237 ces distances ne sont pas représentées.

§ 134. NIVELLEMENT D'UNE SURFACE

S'il faut obtenir le plan de la surface terrestre en courbes de niveau généralement on utilise un niveau si le terrain est peu accidenté, et on établit un plan représentant la section du relief tous les 0,2—1,0 m.

Pour obtenir le plan d'une bande d'études le long du tracé, il faut construire les profils en travers et y désigner tous les points

des cassures du terrain. Le numéro d'ordre du point du profil en travers est suivi parfois par la désignation du piquet ou du point positif du tracé où est construit le profil. Il est alors facile de déterminer à quel profil se rapporte le point.

En construisant le profil en travers on fait un croquis. Les profils sont nivelés ou chacun séparément ou par deux et même plus. Il est très important aussi de ne pas perdre les liaisons avec la cote du piquet ou du point positif du tracé. Sur la fig. 241 les stations sont désignées par des chiffres romains et les directions des visées sont représentées en pointillés. Les lectures sur les mires sont notées dans le carnet de nivellement.

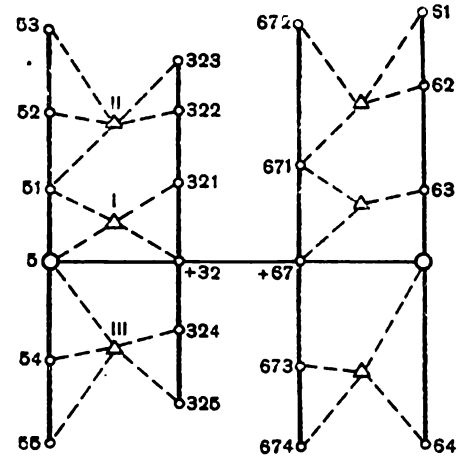


Fig. 241

Sur un terrain plat le nivellement de la surface est effectué par carrés. Dans ces cas, les points à niveler sont fixés uniformément sur toute la surface et disposés aux sommets des angles des carrés (fig. 242). La longueur des côtés des carrés dépend du relief du terrain et de l'échelle du plan. Les signaux des piquets, plantés aux angles des carrés, portent des inscriptions qui indiquent les lignes, à l'intersection desquelles on obtient le point donné, par exemple *2b*, *4e*.

Pour construire le quadrillage des carrés on peut construire d'abord le polygone extérieur sous forme d'un carré ou d'un rectangle. Dans ce but, sur la ligne, par exemple, *1a—6a*, le long de laquelle sont portées les longueurs des côtés des carrés à l'aide d'un ruban suivant les visées du théodolite, on stationne successivement l'instrument aux points *1a* et *6a* et, construisant ainsi des angles droits (voir § 117), on mène les perpendiculaires *1a—1f*, *6a—6f* à la ligne *1a—6a*. Sur les perpendiculaires sont portées les longueurs des côtés des carrés, à l'aide du ruban et du théodolite. Les points terminaux des perpendiculaires sont fixes par des repères de sol et les points intermédiaires par des piquets. Afin de

	a	b	c	d	e	f
1	1	2	3	4	5	
2	16		17		6	
3	15		18		7	
4	14		19		8	
5	13	12	11	10	9	
6						

Fig. 242

vérifier les mesures, on mesure la longueur de la ligne *1f—6f* qui doit être égale à la longueur de la ligne *1a—6a*. La divergence de ces longueurs doit être de 1/2000 au maximum. La disposition des carrés à l'intérieur du polygone extérieur se fait par mesurage d'un jalon à l'autre dans les alignements *1b—6b*, *1c—6c*, ... etc. La vérification se fait au moyen des alignements perpendiculaires. En construisant les carrés, on effectue le levé du galbe et les données obtenues sont portées dans le croquis, la direction des pentes étant indiquée par des flèches. Si le quadrillage des carrés est fixé sur une petite surface et rien que pour le nivellement, le piquetage peut être simplifié en utilisant l'équerre au lieu du théodolite.

L'ordre du nivellement d'une surface est représenté sur la fig. 242.

Si en nivelant une surface, on établit sur le terrain un quadrillage à grands carrés, par exemple, de 100 m de côté, chaque carré est nivelé séparément. Le niveau mis en station au centre du premier carré (fig. 242), on envoie les porte-mires successivement sur tous ses sommets, et on fait les lectures sur les mires. Ensuite on se déplace au centre du deuxième carré, dont les sommets sont nivelés de la même manière. D'abord, on nivelle les carrés extérieurs (*1*, *2*, *3*, ... 16) puis les carrés intérieurs (*17*, *18*, *19*). Si les sommets d'un carré sont nivelés à partir des stations voisines, on ne vient pas se placer à son centre.

Le nivellement des détails d'une surface effectué par procédé des carrés séparés n'exige pas qu'on remplisse le carnet, les lectures sur les mires étant portées sur le schéma à l'intérieur des carrés à proximité des points correspondants. Vérification : *les sommes des visées effectuées sur le côté de chaque carré doivent être égales entre elles*. En effet, soient a_1 et b_1 les lectures, faites de la première station sur les points *1b* et *2b* égales à a_1, et a_2 et b_2 les lectures, faites de la seconde station. La dénivellation entre ces points est obtenue deux fois :

$$h = a_1 - b_1, \quad h = a_2 - b_2,$$

d'où

$$a_1 - b_1 = a_2 - b_2 \text{ ou } a_1 + b_2 = a_2 + b_1.$$

La divergence des sommes ne doit pas dépasser 4 mm ; dans le cas contraire, on répète le nivellement.

Afin de vérifier les mesures, on peut aussi comparer les différences des horizons de l'instrument des stations voisines :

$$a_2 - a_1 = b_2 - b_1.$$

Si la divergence entre ces différences est admissible, on inscrit leur moyenne sur le schéma entre les points *1b* et *2b* des carrés

voisins *1* et *2*. Si on continue cette vérification, on trouve les différences moyennes des horizons de tous les carrés extérieurs (*1*, *2*, *3*, ... *16*) formant un cercle et, par conséquent, leur somme. Il n'est pas difficile de s'assurer que dans un tel cercle la somme des différences doit être théoriquement égale à zéro. Pratiquement, on obtient un écart de fermeture. Si elle ne dépasse pas la grandeur $4\sqrt{n}$ mm, n étant la quantité de toutes les différences, et 4 mm l'erreur admise d'une différence moyenne, l'écart de fermeture obtenu est réparti également sur toutes les différences, introduisant les corrections au signe inverse à celui de l'écart de fermeture. Ayant les différences compensées r_k, on trouve les horizons de l'instrument, en considérant que

$$r_k = H_i^{(k+1)} = H_i^{(k)},$$

$H_i^{(k+1)}$ et $H_i^{(k)}$ étant les horizons de l'instrument des stations suivante et précédente.

D'où

$$H_i^{(k+1)} = H_i^{(k)} + r_k,$$

c'est-à-dire l'horizon de l'instrument de la station suivante est égal à celui de l'instrument de la station précédente y compris la différence compensée des horizons correspondante. Se basant sur l'horizon de l'instrument de la première station qu'on peut obtenir si l'on ajoute à la cote initiale du point *1a* la lecture sur la mire en ce point, on calcule les horizons de l'instrument de toutes les stations successives du cercle (*1*, *2*, *3*, ... *16*). Vérification : l'horizon de départ obtenu à la dernière station.

Connaissant ainsi les horizons et les lectures sur les mires, on trouve les cotes des sommets des carrés. Les différences des horizons de l'instrument aux stations des carrés *17*, *18* et *19* sont compensées entre les valeurs connues des horizons de l'instrument H_i^3 et H_i^{11} aux stations *3* et *11*.

Pour obtenir le plan de nivellement, on construit sur le papier à l'échelle nécessaire les profils en travers ou les carrés piquetés sur le terrain et on inscrit les cotes, arrondies au centimètre, à proximité des points correspondants. Ensuite, ayant le carnet de piquetage ou le croquis, on porte le galbe sur le plan, et on trace des courbes de niveau suivant les cotes.

§ 135. TRAÇAGE SUR LE PLAN DES COURBES DE NIVEAU SUIVANT LES COTES DES POINTS

Soit donnée sur le plan une parcelle de surface terrestre (fig. 243) sur laquelle sont déterminées les cotes des points *a*, *b*, *c*, *d*. Les lignes droites indiquent les directions des pentes n'ayant

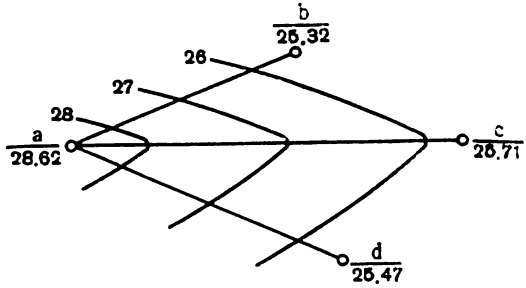


Fig. 243

pas de cassures sur le terrain. Les cotes et la direction des pentes connues, on peut estimer en général le caractère du relief. Dans le cas donné nous avons évidemment une croupe. Menons sur le plan les courbes de niveau par les points à cotes 26, 27, 28 conformément à la hauteur de section du relief égale à 1 mètre.

Prenons le segment *ac* (fig. 243). Reportons sa longueur avec un compas sur une feuille millimétrique (fig. 244). A une échelle verticale arbitraire portons sur cette feuille les hauteurs des points *a* et *c* ; nous obtenons alors le profil suivant la ligne *ac*. L'échelle horizontale de ce profil est la même que celle du plan, la verticale étant prise arbitrairement. Les points 26′, 27′, 28′ d'intersection de la ligne du profil *AC* avec les droites horizontales à la hauteur 26, 27, 28 sont projetés orthogonalement sur la ligne *ac* ; on obtient les points 26″, 27″, 28″ dont les cotes sont respectivement égales à 26, 27 et 28 m. Par ces points, s'ils sont portés sur le plan, doivent passer la 26e, la 27e et la 28e courbes de niveau. Identiquement aux opérations précédentes trouvons sur les lignes *ab* et *ad* les points par lesquels passeront la 26e, la 27e et la 28e courbes de niveau. Une telle opération est appelée interpolation graphique. Reliant les points de même nom par des courbes continues, on obtient les courbes de niveau représentées sur la fig. 243.

L'interpolation graphique peut être effectuée à l'aide d'une feuille transparente, par exemple, avec le calque, sur lequel sont tracées des lignes parallèles distantes l'une de l'autre à des distances arbitraires, mais égales entre elles. Pour l'interpolation, par exemple, suivant la ligne *ab* du plan (fig. 245), on considère les lignes du calque ayant les cotes 25, 26, 27, 28, 29 m. Ayant posé le calque sur le plan, on lui donne une telle inclinaison à laquelle les points *a* et *b*

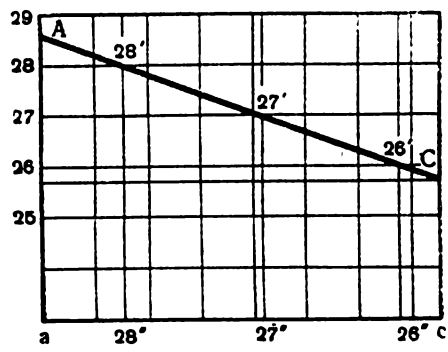


Fig. 244

occupent une position entre les lignes parallèles du calque respectivement à leurs cotes 28, 62 et 25, 32. Ayant fixé le calque dans cette position, on pique les lignes 26, 27 et 28 du calque coupant la ligne du plan *ab*. Il peut arriver qu'il soit impossible à la distance donnée entre les lignes parallèles de placer le calque sur le plan conformément aux cotes des deux points donnés du plan. C'est pourquoi on doit disposer de plusieurs calques ayant de différentes distances entre les lignes parallèles.

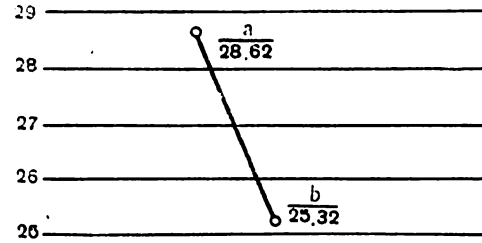


Fig. 245

§ 136. NOTION SUR LE NIVELLEMENT AUTOMATIQUE

Les instruments, traçant automatiquement le profil du chemin parcouru ou donnant automatiquement les cotes des différents points, sont appelés niveaux-automates. Le nivellement effectué à l'aide de tels appareils est appelé nivellement mécanique ou automatique. Le nivellement automatique est un procédé de levé rapide, économique, d'une précision généralement suffisante, mais il est moins précis que le nivellement trigonométrique, ne parlant pas du nivellement géométrique.

En 1915 le professeur M. P. Léontovski a construit un niveau-automate à balancier sous forme de chariot à quatre roues à l'intérieur duquel était disposé l'appareillage traçant le profil du chemin sur la surface d'un cylindre.

L'action de l'appareil à balancier est basée sur l'utilisation d'un lourd fil à plomb-balancier qui se trouve dans la position verticale même au fonctionnement de l'automate.

L'instrument le plus perfectionné est le niveau-automate d'Artanov, utilisé dans la construction des voies ferrées.

L'automate d'Artanov est monté sur une bicyclette et se déplace manuellement. L'automate trace le profil et donne simultanément les cotes sur le compteur sous forme de chiffres. Le profil est tracé à l'échelle de 1/5000 pour les distances horizontales et de 1/500 pour les distances verticales. La valeur d'une division du compteur à quatre chiffres des hauteurs est de 0,1 m. La vitesse du nivellement mécanique est de 3 à 4 km à l'heure. L'automate peut être utilisé, si l'erreur admissible des hauteurs peut atteindre 20 ou 30 centimètres.

L'altimètre-automate BA-56, monté sur l'auto ГАЗ-69, per-

met d'obtenir un enregistrement continu du profil du terrain sur une bande en papier photographique ; ainsi que de déterminer les hauteurs relatives suivant les indications du compteur. Les hauteurs peuvent être obtenues avec une erreur moyenne quadratique de $\pm 0{,}5$ m sur un double cheminement de 10 à 15 km de longueur à la vitesse maximum de déplacement de l'automobile allant jusqu'à 30 km à l'heure sur des routes à différents revêtements et dans des conditions d'absence de chemins.

CINQUIÈME PARTIE

LEVÉS TOPOGRAPHIQUES

CHAPITRE XIX

TACHÉOMÉTRIE

§ 137. GÉNÉRALITÉS. NIVELLEMENT INDIRECT OU TRIGONOMÉTRIQUE

La tachéométrie est le procédé topographique qui consiste à effectuer rapidement et économiquement le levé du canevas et le levé des détails, aussi bien en planimétrie qu'en altimétrie. Le levé horizontal des détails se fait presque exclusivement par procédé polaire. Le ruban n'étant plus utilisé, on a recours aux instruments stadimétriques qui permettent d'effectuer la mesure indirecte des distances. Le levé vertical des détails, c'est-à-dire le levé du relief, se fait par méthode de nivellement trigonométrique (procédé de réduction à l'horizon). Il est plus rationnel d'utiliser le levé tachéométrique sur un terrain au relief fortement exprimé.

L'instrument géodésique employé en tachéométrie est le tachéomètre, ordinairement tachéomètre autoréducteur. Le

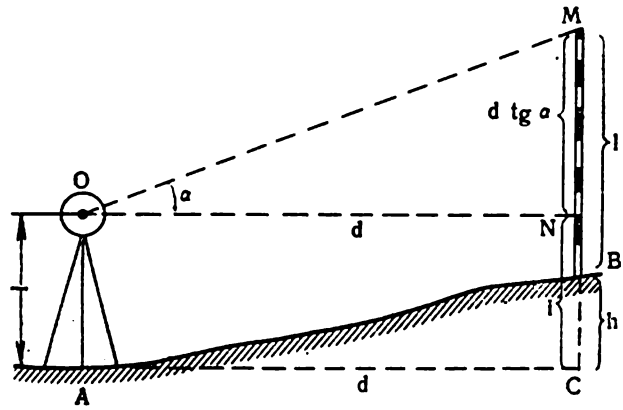


Fig. 246

tachéomètre autoréducteur est un théodolite répétiteur portant un cercle vertical avec une nivelle de l'alidade, un stadimètre et une boussole. Le tachéomètre autoréducteur permet d'automatiser certaines mesures, surtout la détermination des hauteurs, autrement dit d'accélérer les opérations géodésiques mixtes.

Réduction à l'horizon. Soit à déterminer la dénivellation $h=BC$ du point B par rapport au point A (fig. 246) du terrain. Représentons que le tachéomètre autoréducteur est mis en station au point A. La hauteur de l'axe de rotation O de la lunette au-dessus du point A doit être mesurée; elle est appelée la hauteur de l'instrument i mesurée. Plaçons au point B une mire verticale de hauteur l, et dirigeons l'axe de visée de la lunette sur le sommet M de la mire en mesurant l'angle vertical α. Soit AC la distance horizontale entre les points à niveler A et B est égale à d, c'est-à-dire $AC=ON=d$. On a:

$$MN=d \operatorname{tg} \alpha.$$

De la figure 246, on trouve:

$$h+l=d \operatorname{tg}\alpha+i,$$

d'où la dénivellation:

$$h=d \operatorname{tg}\alpha+i-l. \qquad \text{(XIX.1)}$$

Les produits $d \operatorname{tg}\alpha$ peuvent être calculés d'après des tables spéciales, appelées tables des hauteurs ou tables de dénivellation.

Si on reporte sur la mire (fig. 247) le segment BM, égal à la hauteur de l'instrument i, en dirigeant l'axe de visée sur le point M, $i=l$, la formule (XIX.1) prendra la forme:

$$h=d \operatorname{tg}\alpha. \qquad \text{(XIX.2)}$$

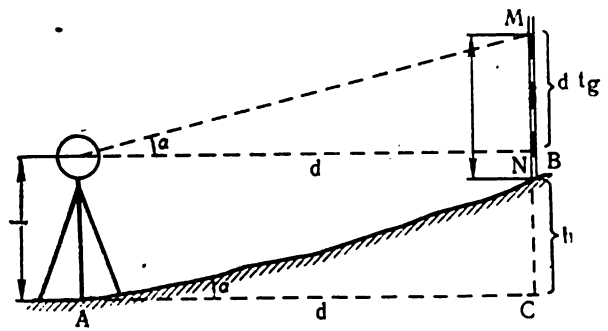


Fig. 247

C'est cette expression (XIX.2) qu'on emploie en pratique le plus souvent, en visant sur le point de la mire qui se trouve à la hauteur de l'instrument. Si ce procédé est impossible, on vise sur le haut de la mire et on emploie la formule (XIX.1) afin de calculer la différence de niveau.

§ 138. INFLUENCE DE LA COURBURE DE LA TERRE ET DE LA RÉFRACTION

Les formules (XIX.1) ou (XIX.2) ne prennent pas en considération l'erreur de sphéricité de la Terre et l'erreur de réfraction.

Soit à déterminer la dénivellation $h=BC$ (fig. 248), qui serait la distance verticale entre les surfaces nivelées imaginaires des points A et B, parallèles au niveau de la mer MN. La hauteur de la mire est égale à l. En visant sur le haut de la mire, on la voit élevée à cause de la réfraction à la grandeur $PL=\varrho$ (erreur de réfraction).

Visant le cercle vertical de l'instrument, dont la hauteur est égale à $AE=CS=i$, on mesure l'angle vertical α entre l'axe de visée EP et la tangente ET à la surface du niveau ES. Connaissant la distance horizontale $ET=d$ entre les points à niveler, on détermine ensuite le segment — $TP=d\,\mathrm{tg}\,\alpha$. L'angle au point T du triangle EPT peut être estimé droit (par exemple, $d=5$ km, la différence 90° — angle $EPT=3'$).

Le segment $ST=q$ représentant évidemment l'influence linéaire de la sphéricité de la Terre, on voit :

$$h+l+\varrho=d\,\mathrm{tg}\alpha+q+i,$$

d'où

$$h=d\,\mathrm{tg}\,\alpha+i-l+(q-\varrho).$$

Admettant :

$$q-\varrho=f,$$

on obtient :

$$h=d\,\mathrm{tg}\,\alpha+i-l+f, \quad \text{(XIX.3)}$$

f étant le coefficient de la sphéricité et de la réfraction. Substituant à f sa valeur (voir § 104) $f=0{,}43\,\frac{d^2}{R}$, on a :

$$h=d\,\mathrm{tg}\alpha+i-l+0{,}43\,\frac{d^2}{R}. \quad \text{(XIX.4)}$$

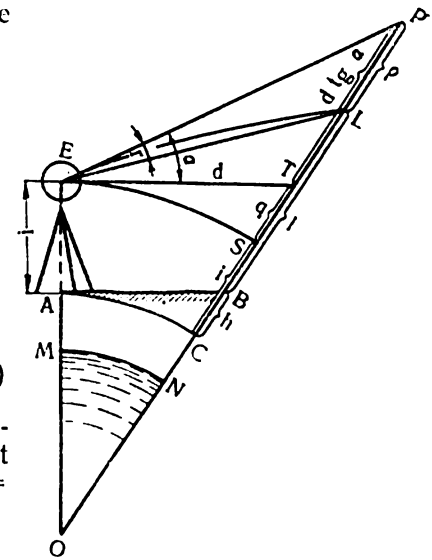


Fig. 248

Comparant la formule (XIX.4) avec (XIX.1), on voit qu'elles ne se distinguent qu'à la grandeur $f=0{,}43\ \frac{d^2}{R}$. Ce coefficient atteint 1 cm à une distance de 400 m, d'où il résulte qu'en effectuant le nivellement trigonométrique, on doit prendre en considération le coefficient de la sphéricité et de la réfraction seulement à des distances supérieures à 400 m.

§ 139. STADIMETRE

Le stadimètre le plus répandu est une lunette astronomique dont le réticule comporte, en plus des deux traits perpendiculaires, deux traits supplémentaires, dits « traits stadimétriques » (*aa*, *bb* ; fig. 249), parallèles et symétriques par rapport à un des traits diamétraux en général par rapport au trait horizontal. La croisée des traits *m* sert à viser sur la mire stadia placée à un point quelconque jusque lequel on mesure la distance.

Soient *p* la distance entre les traits stadimétriques (fig. 250), *o* le centre optique de l'objectif de la lunette, *f* la distance focale de l'objectif, *F* le foyer objet de l'objectif, *MM* l'axe de l'instrument, *d* la distance horizontale, *R* la mire verticale, *mo* l'axe de visée de la lunette. Supposant que l'axe de visée soit horizontal nous suivons la marche des rayons lumineux parallèles à l'axe de visée et passant par les traits stadimétriques *a*, *b*. Etant réfractés par l'objectif en direction du foyer objet *F*, ils intersectent sur une stadia *R* qui a une graduation centimétrique, une longueur $BA=n$.

Les triangles *AFB* et *a'Fb'* étant semblables, on peut écrire :

$$\frac{E}{f}=\frac{n}{p} \text{ ou } E=\frac{f}{p}\ n.$$

Le rapport stadimétrique $\frac{f}{p}$ est constant pour l'instrument donné :

$$C=\frac{f}{p}, \qquad \text{(XIX.5)}$$

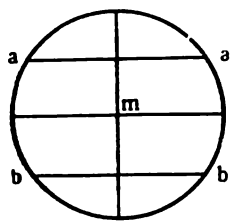


Fig. 249

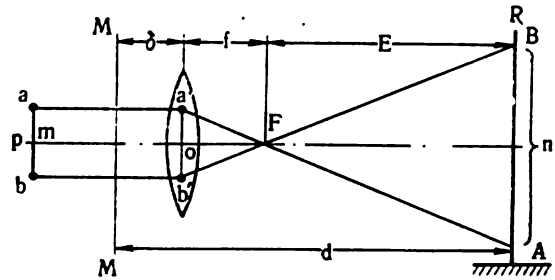


Fig. 250

la distance du foyer à la stadia est donc égale à :

$$E = Cn.$$

On voit que la distance recherchée d (fig. 250) peut être obtenue en ajoutant à E les grandeurs F et δ :

$$d = E + f + \delta,$$
$$d = Cn + f + \delta.$$

La somme de la distance focale de l'objectif f et de la distance δ à partir de l'objectif jusqu'à l'axe de rotation de l'instrument δ est une grandeur constante :

$$c = f + \delta, \qquad \text{(XIX.6)}$$

alors :

$$d = Cn + c. \qquad \text{(XIX.7)}$$

Il faut avoir en considération que l'axe de visée et la stadia doivent être perpendiculaires entre eux.

Le rapport stadimétrique étant en général égal à 100, E est minime, si on effectue le levé à une très petite échelle. On a alors :

$$d = Cn. \qquad \text{(XIX.8)}$$

Pour déterminer la distance D, on met en station l'instrument au-dessus du point donné de façon que l'axe de visée soit horizontal. On place verticalement la mire sur un autre point. Supposons que $C = 100$ et que la stadia (fig. 251) est graduée en centimètres, les décimètres étant désignés par des chiffres. Regardant sur la mire, on vise la lunette de façon à faire coïncider un des traits stadimétriques, par exemple, b avec une graduation quelconque de la stadia et on lit 600 mm, après quoi on passe à l'autre trait stadimétrique les dixièmes de division étant évaluées à l'estime, et on lit 767 mm. La différence des lectures ou le nombre générateur $n = 767 - 600 = 167$ mm $= 0{,}167$ m, C étant égal à 100, $d = 100 \cdot n = 100 \cdot 0{,}167 = 16{,}7$ m (fig. 251).

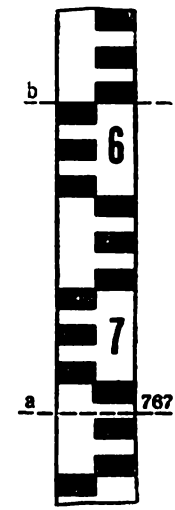


Fig. 251

Dans certains cas on ne peut faire la lecture sur le trait a, même si le trait b est pointé sur le haut de la stadia (les divisions inférieures sont cachées par le relief, les buissons, etc.). Alors on fait les lectures sur le trait médian et le trait stadimétrique b et on double le nombre

générateur, en supposant que les distances entre les traits soient égales entre elles. Dans le cas contraire, on pointe encore sur le haut de la stadia le trait médian, et on fait la lecture sur le fil a ; ayant la somme de ces lectures, on peut déterminer en mètres la distance recherchée.

§ 140. DÉTERMINATION DES CONSTANTES DU STADIMÈTRE

La constante $c=f+\delta$ du stadimètre est obtenue directement en mésurant f et δ. Pointant la lunette sur un point très éloigné, on obtient son image dans le plan du réticule dont la distance à partir de l'objectif peut être mesurée directement (avec une roulette ou une règle divisée en millimètres), f étant déterminée, on trouve de façon identique δ. Leur somme est la constante du stadimètre c.

Pour déterminer le rapport stadimétrique C, il faut planter dans un terrain plat un piquet à fleur de terre et porter à partir de ce piquet dans la direction choisie la constante c, après quoi à partir du point obtenu on plante dans la même direction des piquets distants à 50, 100, 150 et 200 m. On stationne sur le premier piquet le tachéomètre, et sur les autres on place successivement la stadia. Si $C=100$, on voit successivement entre les traits stadimétriques 50, 100, 150 et 200 divisions de la stadia.

Dans le cas contraire, il faut porter de nouvelles divisions sur la stadia. Afin d'exécuter cette opération, on installe verticalement l'équarri de la stadia sur un piquet à la distance $100+c$ m à partir de l'axe vertical de rotation de l'instrument et on pointe sur lui de façon que le trait stadimétrique b (fig. 249) coïncide avec la coupe supérieure de l'équarri, et on marque le point de la stadia où est projeté le deuxième trait stadimétrique a. C'est là que le porte-mire trace le premier trait au crayon sur ordre de l'opérateur. On transporte ensuite la stadia sur le piquet se trouvant à $200+c$ m de l'axe de l'instrument, et on trace le deuxième trait. Les longueurs des deux lignes portées sur la stadia doivent être évidemment égales entre elles. La différence entre elles ne doit pas repasser 0,5 cm. Dans le cas contraire, les opérations sont répétées. Divisant chaque segment en cent parties égales, on obtient une mire dont les divisions seront telles que le nombre de divisions entre les traits stadimétriques exprimera la distance en mètres à partir du foyer objectif jusqu'à la mire. Les divisions en centimètres étant très petites, souvent on les double (doubles centimètres peints en une couleur). A cette condition chaque division de la stadia exprimera deux mètres de distance, si $C=100$.

§ 141. STADIMÈTRE À LUNETTE À RÉTICULE MOBILE

Comme la lunette à réglage interne diffère peu de la lunette à réticule mobile, la formule déterminant la distance D se réduit à la suivante :

$$d = \frac{f}{p}\, n + c = Cn + c,$$

f étant la distance focale équivalente du téléobjectif, correspondante à l'installation de la lentille de mise au point à l'infini. La distance focale f étant constante, $C = \frac{f}{p}$ sera aussi une grandeur constante. Ordinairement, d'après le concept du stadimètre, $C = 100$. La distance c, étant exprimée par une expression compliquée, on peut la considérer constante, à l'exception des cas quand c est moins de 10 mètres.

Soit $C = 100 + \delta$, on a alors :

$$d = (100 + \delta) n + c = 100\, n + \delta n + c = 100\, n + q,$$

q étant la correction du rapport stadimétrique qui comprend aussi la distance c. C'est cette formule qu'on emploie dans la pratique. Elle peut être aussi utilisée pour les stadimètres à réticule fixe lorsque $C = 100$.

Autrement dit q est la correction du produit $100\, n$.

Cette correction peut être déterminée sur le terrain plat : après avoir effectué les lectures n_1, n_2, n_3 ... sur la stadia pour des distances d, par exemple, de 50, 100, 150 m, etc ..., portées avec un ruban à partir de l'axe de rotation de l'instrument, on a :

$$q_1 = 50 - 100\, n_1,$$
$$q_2 = 100 - 100\, n_2,$$
$$q_3 = 150 - 100\, n_3, \text{ etc} \ldots$$

Répétant la vérification, on trouve les valeurs moyennes des corrections qu'il faudra introduire dans l'expression $100\, n$, si on ne peut pas négliger ces corrections.

§ 142. DÉTERMINATION DES PROJECTIONS HORIZONTALES DES DISTANCES INCLINÉES, MESURÉES AVEC UN STADIMÈTRE

Pour déterminer la projection horizontale $AT = d$ (fig. 252) de la distance entre les points A et B, on suppose que l'axe de visée MN est dirigé sur la stadia sous un angle α par rapport à l'horizon.

Si la stadia R était perpendiculaire à l'axe de visée MN, de sorte

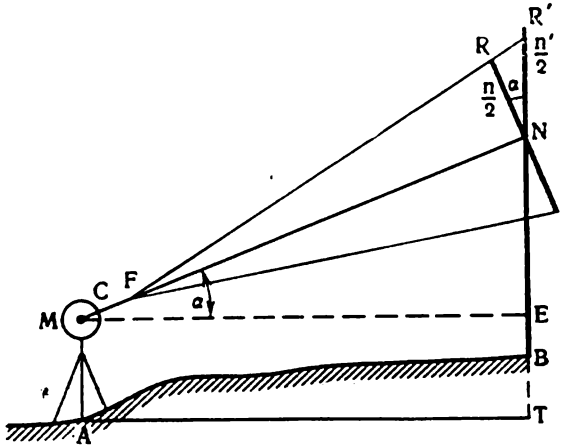


Fig. 252

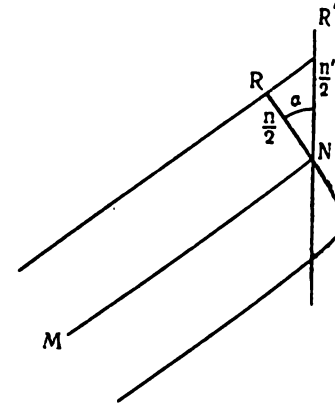


Fig. 253

que les traits stadimétriques interceptent sur cette stadia une longueur contenant n divisions, la distance serait :

$$MN = Cn + c. \qquad (a)$$

En réalité la stadia est tenue verticalement. Soit n' la lecture faite sur elle entre les traits stadimétriques. A cause de l'éloignement de la distance à partir de l'instrument jusqu'à la mire et de l'insignifiance de l'angle compris entre les rayons, passant par les traits stadimétriques en direction du foyer F (fig. 252), ces rayons soient presque parallèles à l'axe de visée MN (fig. 253). C'est pourquoi on peut considérer le triangle NRR' comme un triangle rectangle à angle droit au point R. Etant donné la perpendicularité des côtés, l'angle $RNR' = NME = \alpha$ (fig. 252). Par conséquent,

$$\frac{n}{2} = \frac{n'}{2} \cos \alpha$$

ou

$$n = n' \cos \alpha. \qquad (b)$$

Substituant (b) dans (a), on a :

$$MN = Cn' \cos \alpha + c.$$

Désignons :

$$Cn' = a, \qquad (c)$$

on a alors :

$$MN = a \cos \alpha + c. \qquad \text{(d)}$$

La projection horizontale recherchée $AT = d = MN \cos \alpha$; par conséquent,

$$d = (a \cos \alpha + c) \cos \alpha$$

ou

$$d = a \cos^2 \alpha + c \cos \alpha. \qquad \text{(XIX.9)}$$

Pour des levés à de grandes échelles cette formule est transformée. Ajoutant et soustrayant dans la partie droite la grandeur $c \cos^2 \alpha$, on a :

$$d = (a + c) \cos^2 \alpha + c \cos \alpha \, (1 - \cos \alpha)$$

ou

$$d = (a + c) \cos^2 \alpha + 2c \cos \alpha \sin^2 \frac{\alpha}{2}. \qquad \text{(XIX.10)}$$

Comparant les seconds termes des formules (XIX.9) et (XIX.10), on peut dresser la table 22 pour $c = 0{,}25$ m.

Table 22

α	$c \cos \alpha$	$2 c \cos \alpha \sin^2 \frac{\alpha}{2}$
0°	0,25 m	0,00 m
10	0,25 »	0,00 »
20	0,24 »	0,02 »
30	0,22 »	0,03 »

Il en résulte que ces formules peuvent être simplifiées, en rejetant leurs seconds termes, car l'erreur due au défaut de la perpendicularité de la stadia est pratiquement nulle, si l'angle est moins de 10°, ou négligeable. On a alors :

$$d = (a + c) \cos^2 \alpha. \qquad \text{(XIX.11)}$$

Désignant

$$L = a + c, \qquad \text{(e)}$$

on a :

$$d = L \cos^2 \alpha. \qquad \text{(XIX.12)}$$

En utilisant cette formule, on peut calculer d directement ou bien à l'aide de tables spéciales, dans lesquelles sont donnés les produits $L\cos^2\alpha$, mais il est plus commode de trouver la petite correction de la grandeur L.

Si $\cos^2\alpha = 1-\sin^2\alpha$, on aura :

$$d = L(1-\sin^2\alpha) = L - L\sin^2\alpha.$$

La correction recherchée :

$$\Delta L = L\sin^2\alpha. \qquad \text{(XIX.13)}$$

Table 23

α \ L (m)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
2°	0	0	0	1	1	1	1	2	2	2
3	0	0	1	1	1	2	2	2	2	3
4	0	1	1	2	2	3	3	4	4	5
5	1	1	2	3	4	4	5	6	7	8
6	1	2	3	4	5	6	8	9	10	11
7	1	3	4	6	7	9	10	12	13	15
8	2	4	6	8	10	12	14	16	17	19
9	2	5	7	10	12	15	17	20	22	24
10	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30

La correction ΔL trouvée, on détermine la distance horizontale recherchée d :

$$d = L - \Delta L. \qquad \text{(XIX.14)}$$

§ 143. FORMULE GÉNÉRALE DU NIVELLEMENT TRIGONOMÉTRIQUE

L'angle vertical mesuré α, la formule $h = d\,\mathrm{tg}\,\alpha$ (XIX.2) permet de déterminer la dénivellation si on connaît la distance horizontale entre les points à niveler. En mesurant au stadimètre la distance oblique L, on doit calculer la dénivellation de façon à employer la formule contenant la même grandeur. La distance d est substituée, dans ce cas, par sa valeur correspondante $L\cos^2\alpha$ (XIX.12). On a alors :

$$h = L\cos^2\alpha\,\mathrm{tg}\,\alpha = L\sin\alpha\cos\alpha = \frac{L}{2}\sin 2\alpha. \qquad \text{(XIX.15)}$$

Il ne faut pas oublier que L est déterminé suivant les formules (c) et (e) du paragraphe précédent :

$$L = a + c = Cn' + c, \qquad \text{(XIX.16)}$$

* Les corrections sont données en décimètres. — Notes de l'auteur.

n étant la lecture sur la stadia verticale, C et c les constantes du stadimètre. Quant aux levés à de grandes échelles la constante c du stadimètre dans la formule (XIX.16) n'est pas négligeable.

§ 144. CALCUL DES DIFFÉRENCES DE NIVEAU

Afin de faciliter les calculs des différences de niveau (formules XIX.2 et XIX.15) on dispose des tables spéciales de dénivellation, la règle à calcul et des abaques. Il existe beaucoup de différentes tables destinées à calculer la dénivellation.

Pour vérifier les calculs, il est recommandé d'employer les abaques. Les figures 254 et 255 représentent des abaques à faisceaux destinés à déterminer les corrections ΔL suivant la formule (XIX.13) et les dénivellations h suivant la formule (XIX.2).

La construction des abaques est simple et peut être faite sur le papier millimétrique. Pour construire les abaques des corrections ΔL, on porte sur une droite (fig. 254) à une échelle arbitraire les segments de 20, 40, 60, ..., 300 m. A tous les points des divisions, on élève des perpendiculaires à cette droite. Sur la perpendiculaire terminale, on porte successivement à partir de la base, les segments 300 $\sin^2 \alpha$, calculés pour différents angles α. Les grandeurs de ces segments sont trouvées dans les tables correspondantes. L'échelle des segments sur la direction verticale est de 20 fois plus grande par rapport à la direction horizontale. Les extrémités des segments verticaux sont jointes par des lignes au point de départ

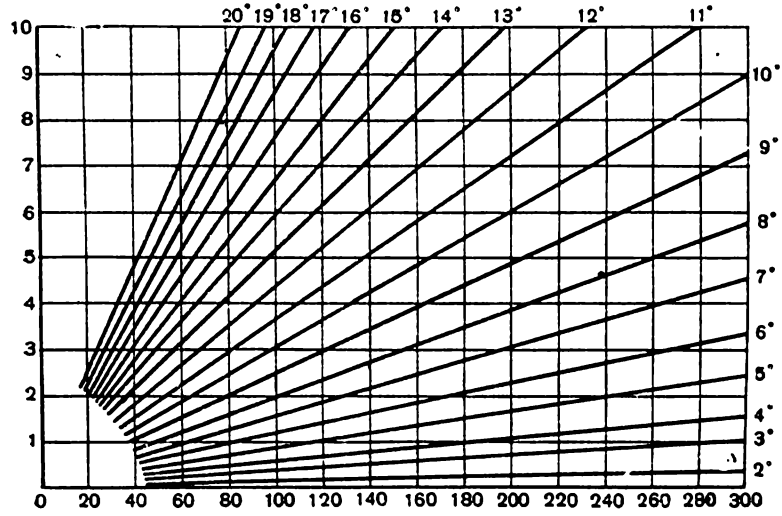


Fig. 254

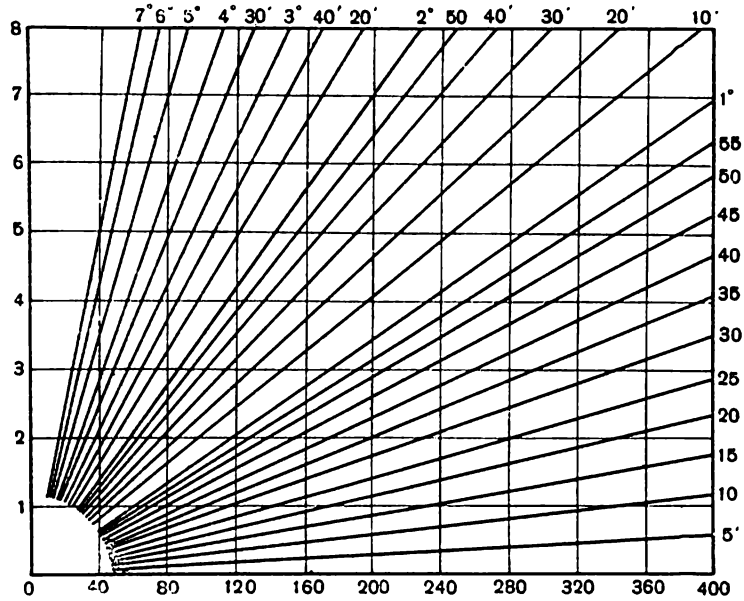


Fig. 255

de la ligne horizontale, et on inscrit à leur sortie les valeurs correspondantes de l'angle α. Les segments des perpendiculaires élevées à la base entre la base et la ligne oblique, correspondant à 2°, 5°, etc., exprimeront les corrections ΔL sur 20, 40, 60, . . ., 300 m à des angles d'inclinaison $\alpha = 2°$, 5°, etc.

Soit à trouver la projection horizontale d, si $L = 282$ m et $\alpha = 5\ ^3/_4°$. Portons sur la base la longueur 282 à partir de son point de départ, et élevons à l'extrémité du segment porté une perpendiculaire jusqu'à son intersection avec la ligne oblique, correspondante à l'angle $5\ ^3/_4°$. La longueur de cette perpendiculaire, mesurée à l'échelle des distances verticales, sera la correction recherchée (2,9 m).

Si la ligne a plus de 300 m, on la divise en deux parties égales, et la correction pour l'une des parties est doublée.

La fig. 255 représente une échelle des hauteurs. Elle est destinée à déterminer les dénivellations suivant la formule $h = d \operatorname{tg} \alpha$.

Afin de construire cette échelle, on porte sur une droite à une échelle arbitraire les segments de 40, 80, 120, . . ., 400 m. A tous les points on élève des perpendiculaires à cette droite. Sur la perpendiculaire terminale, on porte successivement à partir de la base les segments 400 tg α, calculés pour différents angles α. Les grandeurs

de ces segments sont trouvées dans les tables des hauteurs. On porte ces segments dans la direction verticale à une échelle 40 fois plus grande par rapport à la direction horizontale. Les extrémités des segments verticaux portés sont jointes au point de départ de la ligne horizontale par des lignes obliques, à la sortie desquelles on inscrit les valeurs correspondantes de l'angle α.

Soit à trouver à l'échelle des hauteurs la dénivellation h, si $d=180$ m et $\alpha=1°13'$. Portons sur la base à partir de son point de départ la longueur 180 m et élevons à son extrémité une perpendiculaire jusqu'à son intersection avec la ligne oblique, correspondante à l'angle 1°13′. La longueur de cette perpendiculaire, mesurée à l'échelle des distances verticales, sera la dénivellation recherchée (3,8 m).

Au lieu d'abaque, on se sert aussi d'une règle à calcul spéciale qui se distingue de la règle à calcul classique par la présence des échelles de logarithmes des grandeurs $\cos^2\alpha$ et $^1/_2 \sin 2\alpha$. Utilisant cette règle, on peut déterminer simultanément la distance horizontale, ainsi que la dénivellation. La précision des calculs, effectués à la règle, est plus haute qu'à l'aide d'un nomogramme.

§ 145. PRÉCISION DU STADIMÈTRE

Supposons que dans la formule $d=Cn+c$ (XIX.7) du stadimètre

$C=100$ et $c=0$. On a :

$$d=100\,n. \qquad (a)$$

Soit m l'erreur moyenne quadratique de la lecture de mire faite sur un des traits ; l'erreur moyenne quadratique du nombre générateur sera de $\sqrt{2}$ fois plus grande, c'est-à-dire $m\sqrt{2}$. L'erreur moyenne quadratique de la fonction (a), sera :

$$m_d=100\sqrt{2}m,$$

le rapport stadimétrique étant égal à 100. D'où on trouve l'erreur relative :

$$\frac{m_d}{d}=\frac{100\sqrt{2}\,m}{d}. \qquad (b)$$

Si l'erreur de visée à l'œil nu est égale à $\pm 1'$, ou à $\pm\frac{1}{3438}$ en radians, l'erreur de visée à l'aide d'une lunette à grossissement v sera de v fois plus petite, c'est-à-dire $\frac{1}{3438\cdot v}$.

A ces conditions (voir § 67)

$$\frac{m}{d} = \frac{1}{3438 \cdot v}.$$

Substituant cette valeur dans (b), on a :

$$\frac{m_d}{d} = \frac{100\sqrt{2}}{3438 \cdot v} = \frac{1}{24{,}4 \cdot v}. \qquad (c)$$

Si $v=20$, on a :

$$\frac{m_d}{d} = \frac{1}{488}.$$

Si une seconde est l'angle visuel maximal, l'erreur relative (c) servira d'erreur relative maximale d'un stadimètre à lunette à grossissement v. La grandeur de l'erreur relative du stadimètre, déterminée sur le terrain est, de règle, toujours plus grande que celle qu'on obtient suivant la formule (c). Le grossissement étant égal à 20, l'erreur relative sera environ $\frac{1}{300}$ de la distance à déterminer.

Les recherches ont montré que la réfraction verticale, l'épaisseur et la parallaxe des traits stadimétriques et les erreurs dues aux chiffres arrondis ont la plus grande influence sur la précision des distances qu'on mesure à l'aide d'un stadimètre. Afin d'éliminer ces influences, on perfectionne le stadimètre et les stadias classiques ou bien on construit des stadimètres et des stadias de nouveaux concepts. En particulier, on a recours à l'utilisation de la mire horizontale et à l'élimination complète des traits stadimétriques. Si la mire est verticale, la précision des résultats est obtenue par l'élimination minutieuse de la parallaxe des traits, l'utilisation de mires stadimétriques spéciales, l'élévation du rayon de visée à la hauteur de 1,5 m au moins au-dessus du sol, compte tenu de la constante du stadimètre à la réduction des lignes obliques à l'horizon.

§ 146. ERREUR DUE À LA NON-VERTICALITE DE LA STADIA

Dans le § 142 la distance oblique MN (fig. 252) avait été calculée :

$$MN = D = a \cos \alpha + c.$$

Supposons que la stadia R' soit tenue dans la position faisant un angle $\Delta\alpha$, avec la verticale, de sorte qu'une telle erreur de l'argument α provoque l'erreur correspondante ΔD de la fonction D,

déterminée par cette formule. Après avoir différencié cette fonction, trouvons la dépendance entre les erreurs $\Delta\alpha$ et ΔD :

$$\Delta D = -a \sin \alpha \cdot \Delta\alpha,$$

$\Delta\alpha$ étant exprimé en radians. Mais

$$\Delta\alpha = \frac{\Delta\alpha'}{3438'},$$

où $\Delta\alpha$ est l'angle d'inclinaison de la stadia, exprimé en minutes. Ainsi

$$\Delta D = -a \sin \alpha \frac{\Delta\alpha'}{3438'},$$

d'où l'erreur relative

$$\frac{\Delta D}{D} = -\operatorname{tg} \alpha \frac{\Delta\alpha'}{3438'}. \qquad (a)$$

Il en résulte qu'à la grandeur donnée $\Delta\alpha$, l'erreur relative de la distance inclinée déterminée au stadimètre sera d'autant plus grande que α sera grand, c'est-à-dire plus sera grande la pente sur laquelle est installée la stadia. Par conséquent, il faut tenir la mire-stadia verticalement et d'autant plus minutieusement lorsque les formes du relief sont accentuées.

$\Delta\alpha'$ peut être trouvé de l'erreur, déterminée suivant la formule (a) ; il ne doit pas être plus grand que celui qui a été déterminé d'après la formule (c) au paragraphe précédent :

$$\operatorname{tg} \alpha \frac{\Delta\alpha'}{3438'} \leqslant \frac{1}{24{,}4 \cdot v},$$

d'où

$$\Delta\alpha' \leqslant 140 \frac{\operatorname{ctg} \alpha}{v}. \qquad (b)$$

Si $v = 20$, $\Delta\alpha' \leqslant 7 \operatorname{ctg} \alpha$. En vertu de (b), on peut établir la table 24.

Table 24

$\alpha°$	$\Delta\alpha'$	$\Delta\alpha°$
3	134	2,2
5	80	1,3
10	40	0,7

On-voit qu'en effectuant le levé, quand $\alpha > 5°$, il faut utiliser des mires stadimétriques équipées de nivelles, car il est déjà difficile d'éviter à l'estime l'inclinaison de la mire d'un angle de moins de 1°,3.

§ 147. MIRE-STADIA

Mires verticales. En effectuant un levé stadimétrique on peut utiliser des mires de nivellement. Cependant, il est recommandé d'employer des mires stadimétriques spéciales dans le but de faciliter, d'accélérer et de préciser les lectures. Leur graduation est faite en centimètres réunis en groupes de 5 à 50 cm (fig. 256) dont la différente forme facilite la lecture sur les traits stadimétriques. La dimension des divisions est choisie conformément à l'échelle du levé et à la grandeur des distances à déterminer. Aussi est-il utile d'avoir deux mires stadias.

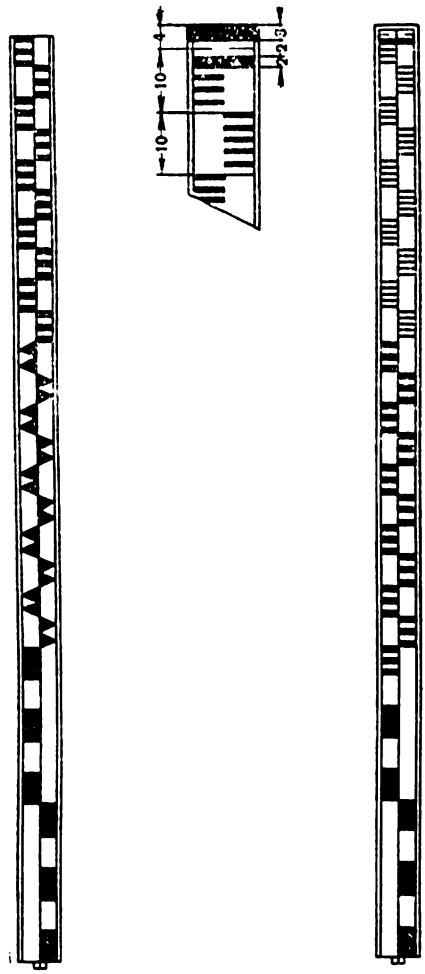
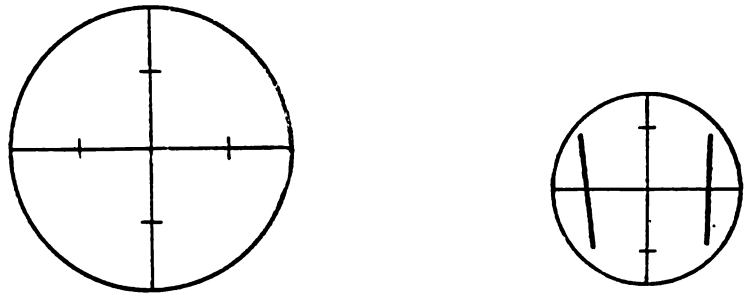


Fig. 256

En effectuant les levés à grandes échelles, on utilise des stadias de 3 mètres de longueur, de 0,06 à 0,08 m de largeur et de 0,03 m d'épaisseur environ. Afin de préciser l'installation de la mire au-dessus du centre d'un signal en mesurant les angles horizontaux, la partie inférieure de la mire porte un talon en tôle avec un pivot de forme conique au centre du talon.

Mires horizontales. Pour éliminer l'influence de la réfraction verticale, on recourt à la mire horizontale. Dans ce cas, on grave des traits stadimétriques verticaux sur le verre du réticule (fig. 257, a). Comme d'habitude, la mire horizontale est placée perpendiculairement à la ligne de visée sur un ou deux supports.



A B

Fig. 257

Si l'un des traits est gravé sous angle par rapport à l'autre (fig. 257, b), de telle sorte que la tangente de l'angle entre les traits soit égale à 0,1, et les divisions de la mire possèdent une inclinaison correspondante ayant équipé cette dernière d'une échelle verticale supplémentaire, il est possible de déterminer les distances à 150 m au maximum avec une précision de 1/1500 environ (à condition que cette mire soit pourvue d'une échelle verticale supplémentaire). La figure 258 représente une telle mire. Si on pointe le trait horizontal du réticule sur le zéro de l'échelle verticale et le trait stadimétrique gauche sur le zéro (entre les deux cases noires) de la mire (fig. 259, a), on lit sur la mire 26,7 dont la

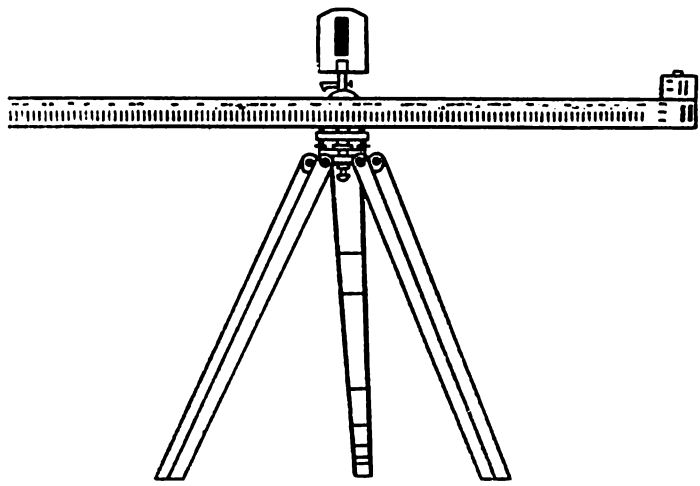


Fig. 258

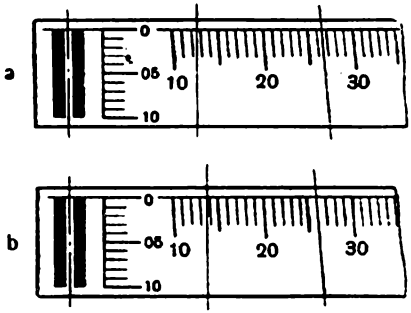


Fig. 259

précision est de 0,7 faite à l'estime sur le trait stadimétrique incliné. Pour préciser cette valeur, on fait incliner la lunette à l'aide de sa vis calante jusqu'à ce que le trait stadimétrique coïncide avec le petit trait le plus proche de la mire (fig. 259, b), et on effectue la lecture 0,75 sur le trait horizontal (échelle verticale). La lecture définitive de précision sera égale à 26,75.

§ 148. STADIMETRES A PRISMES

L'élimination de l'influence de l'épaisseur des traits du réticule et de la parallaxe des traits, ainsi que la diminution de l'erreur due aux chiffres arrondis se fait à l'aide des stadimètres à prismes, dont le principe est le suivant : on évalue sur une mire horizontale l'écartement entre deux lignes de visée : l'une directe donnée par l'axe optique de la lunette, l'autre déviée d'un angle β par un prisme en verre monté devant l'objectif de cette lunette (fig. 260). On peut trouver le coefficient de réfraction du verre de prisme et l'angle de réfraction α de telle sorte que l'angle β de déviation soit égal à 34′22″,6 ; le prisme peut alors servir de stadimètre à coefficient :

$$C = \operatorname{ctg} \beta = \operatorname{ctg} 34'22'',6 = 100.$$

L'angle de réfraction α des stadimètres étant petit, la variation de l'angle β en dépendance de l'angle i d'incidence est pratiquement nulle.

Si on monte un prisme ou diastémomètre devant l'objectif de la lunette (fig. 261) de façon à la moitié inférieure de l'objectif, le rayon q, partant du point d'intersection des traits du réticule par la partie supérieure de l'objectif, intercepte sur la stadia le point Q, et le rayon, partant de ce même point q et passant par la partie inférieure de l'objectif, déviera d'un angle β et interceptera sur la stadia le point M. On a donc deux images du même point et, par conséquent, deux images de la même mire, disposées l'une au-dessus de l'autre (fig. 262) et décalées l'une par rapport à

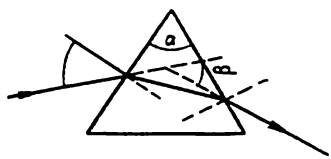


Fig. 260

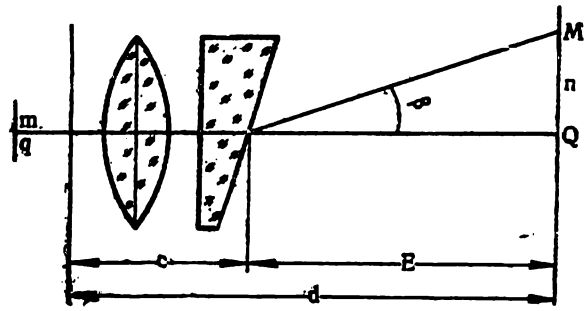


Fig. 261

l'autre dans le sens horizontal. A chaque point, commun pour les deux images, correspond la différence des lectures, exprimant la même longueur n du segment MQ de la mire horizontale. Par exemple, (fig. 262).

au point a . $n=2,7-0=2,7$.
„ „ b . $n=3,7-1=2,7$.
„ „ c . $n=4,7-2=2,7$, etc. ....

Si E est la distance horizontale prisme-stadia, on a :

$$E=n \operatorname{ctg} \beta=Cn=100n,$$

d'où la distance axe de rotation de l'instrument — stadia :

$$d=E+c=100n+c. \qquad \text{(XIX.17)}$$

La mire horizontale est construite de telle sorte que la grandeur c est automatiquement ajoutée à la lecture.

Afin de préciser les lectures, on utilise le stadimètre à dispositif optique : deux lames minces à faces parallèles, placées devant le prisme, et un micromètre portant une graduation gravée speciale leur imprime une translation. On peut ainsi faire coïncider les traits des deux images et trouver les résultats des lectures de précision directement au tambour du micromètre. Le diastémomètre, les deux lames et le micromètre sont enfermés dans un tube métallique spécial. Ce dernier est enfilé sur le tube porte-objectif de la lunette, devant l'objectif. La fig. 263 représente un des tubes télémétriques : a — lames ; b — le tambour du micromètre ;

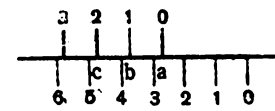


Fig. 262

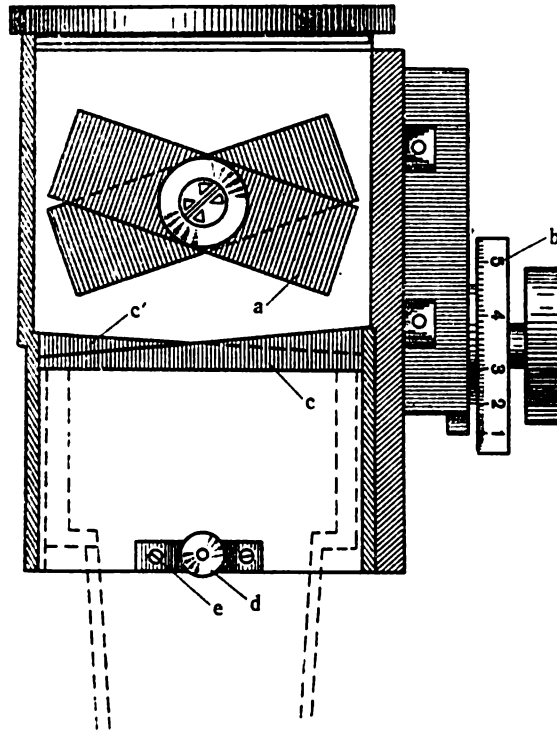


Fig. 263

c — double diastémomètre, dont chacun fait réfracter le rayon de la moitié de l'angle stadimétrique.

L'erreur moyenne relative de la mesure d'une distance de 150 m ou maximum faite à l'aide d'un stadimètre à prismes est de 1/5000 à des conditions favorables. Le résultat obtenu doit comprendre la correction due à la réduction à l'horizon.

§ 149. DÉTERMINATION DE L'INDEX DU CERCLE VERTICAL. MESURE DES ANGLES VERTICAUX ET DÉTERMINATION DES DÉNIVELLATIONS

L'instrument mis en station au-dessus d'un piquet et la mire verticale placée au point à lever, on pointe la croisée des traits du réticule sur le voyant fixé à la mire à une hauteur *i* égale à la hauteur de l'instrument, et on amène la bulle de la nivelle au milieu de la fiole en agissant sur la vis micrométrique du cercle vertical, après quoi on effectue les lectures sur les verniers LD à la visée à droite

ou sur les LG à la visée à gauche. L'angle vertical recherché sera :

$$\alpha = \frac{LD - LG}{2}$$

ou

$$\alpha = LD - PZ$$

et

$$\alpha = PZ - LG.$$

La valeur de chaque point PZ (point zéro ou index) est déterminée à chaque station de l'instrument, après avoir retourné la lunette par rapport au cercle :

$$PZ = \frac{LD + LG}{2}.$$

La valeur de la dénivellation h est :

$$h = \frac{L}{2} \sin 2\alpha, \quad \text{mais } L = Cn' + c,$$

C étant le rapport stadimétrique,
n' la lecture sur la mire verticale,
α l'angle vertical,
L la distance station-mire.

Si on ne peut pas pointer la lunette sur le voyant, on vise la croisée des traits du réticule sur le haut de la mire ou sur une lecture arrondie quelconque qui ne soit pas inférieure à 1,5 m du talon de la mire (par exemple, sur 2 m). Dans ce cas la différence de niveau h sera :

$$h = \frac{L}{2} \sin 2\alpha + i - l,$$

i étant la hauteur de l'instrument en mètres, arrondie jusqu'à un centimètre,

l la hauteur du point de la mire sur lequel a été visée la croisée des traits, exprimée aussi en mètre. D'où la distance L sera :

$$L = Cn' + c.$$

§ 150. NIVELLEMENT TACHÉOMÉTRIQUE DE PRÉCISION

Formules à déterminer les écarts admissibles des différences de niveau (mesures avant et arrière).

Soit la formule :

$$h = \frac{L}{2} \sin 2\alpha. \qquad \text{(a)}$$

Trouvons la dépendance entre les erreurs de mesure des grandeurs L et α et l'erreur de leur fonction h. Désignons ces erreurs respectivement par ΔL, $\Delta\alpha$ (en radians) et Δh ; considérons :

$$\Delta\alpha=\Delta\alpha' \sin 1'=\frac{\Delta\alpha'}{3438'}. \qquad (b)$$

Pour la fonction (a), on peut écrire :

$$\ln h=\ln\frac{1}{2}+\ln L+\ln\sin 2\alpha ;$$

en différentiant, nous aurons :

$$\frac{\Delta h}{h}=\frac{\Delta L}{L}+2\operatorname{ctg} 2\alpha\Delta\alpha' \sin 1',$$

d'où

$$\Delta h=L\cos 2\alpha\Delta\alpha' \sin 1'+\frac{\Delta L}{2}\sin 2\alpha.$$

Si α est petit, on peut considérer :

$$\cos 2\alpha=\cos^2\alpha$$

et

$$\frac{\sin 2\alpha}{2}=\sin\alpha.$$

On a alors :

$$\Delta h=L\cos^2\alpha\Delta\alpha' \sin 1'+\Delta L\sin\alpha. \qquad (c)$$

Mais $L\cos^2\alpha=d$, d étant la projection horizontale, correspondante à la distance inclinée L :

$$\Delta h=d\cdot\Delta\alpha' \sin 1'+\Delta L\sin\alpha. \qquad (d)$$

Si $\Delta\alpha'=1'$, le premier terme sera :

$$\frac{d}{3438}\,\mathrm{m}=\frac{d}{100}\cdot\frac{3}{100}\,\mathrm{m}=3\frac{d}{100}\,\mathrm{cm}. \qquad (e)$$

Si $\Delta\alpha=1'$, le premier terme aura 3 cm sur chaque centaine de mètres de distance horizontale d. La table des hauteurs nous fournit la dénivellation h_1 pour $d=100$ m et $\alpha=10°$, et la dénivellation h_2 pour $d=100$ m et $\alpha=10°5'$; trouvons : $h_1=17{,}63$, $h_2=17{,}78$. La différence $h_2-h_1=0{,}15$ m indique la variation de la dénivellation due à la variation de l'angle α de 5', c'est-à-dire $1'=0{,}03$ m.

La table nous fournit aussi que pour les angles moins de 10° l'erreur de différence de niveau h sur 100 m de distance reste la même (3 cm) en augmentant peu si l'angle α est plus grand de 10°.

Par conséquent, on peut considérer que l'angle vertical inférieur à 10° est mesuré à une précision de 1′. Son erreur de dénivellation sera de 3 cm sur 100 m de distance.

Si la distance inclinée L a été mesurée à l'aide d'un stadimètre, il est admis de considérer que $\Delta L = 0{,}003\ L$, c'est-à-dire l'erreur relative de la mesure des distances faite à l'aide d'un stadimètre est égale à 1/300. Le second terme de la formule (d) sera alors :

$$\Delta L \sin \alpha = 0{,}003\ L \sin \alpha.$$

Mais $L \sin \alpha = h$, où h est la différence de niveau des points, entre lesquels est mesurée la distance inclinée L. Par conséquent,

$$\Delta L \sin \alpha = 0{,}003\ h\ \text{m} = 3\frac{h}{10}\text{cm}. \qquad \text{(f)}$$

c'est-à-dire le second terme de la formule (d) est égal à 3 cm tous les dix mètres de la dénivellation h, la mesure étant faite à l'aide d'un stadimètre à une précision de 1/300. C'est-à-dire

$$\Delta h = \left(3\frac{d}{100} + 3\frac{h}{10}\right)\text{cm}. \qquad \text{(XIX.18)}$$

On aura le même résultat, en partant de la formule (XIX.2) :

$$h = d \operatorname{tg} \alpha.$$

Formules à déterminer les écarts admissibles dans les sommes des différences de niveau d'un cheminement tachéométrique. L'erreur moyenne quadratique m_h, correspondant à la formule (XIX.18), peut être exprimée par :

$$m_h = \pm \sqrt{\left(3\frac{d}{100}\right)^2 + \left(3\frac{h}{10}\right)^2}\text{cm}. \qquad \text{(g)}$$

Si d représente la moyenne des longueurs des côtés du cheminement donné et h la moyenne arithmétique des valeurs absolues de toutes les dénivellations du cheminement, m_h sera aussi l'erreur moyenne quadratique de la dénivellation, calculée pour les valeurs moyennes d et h. L'erreur moyenne quadratique m_Σ de la somme des dénivellations du cheminement sera de $\sqrt{n}$ fois plus grande :

$$m_\Sigma = m_h \sqrt{n}. \qquad \text{(h)}$$

Ordinairement le cheminement altimétrique s'effectue dans deux sens, et de ses résultats obtenus, on calcule la somme de différences de niveau. L'erreur moyenne quadratique m'_Σ de la somme des dénivellations sera ainsi de $\sqrt{2}$ fois plus petite d'erreur moyenne quadratique m_Σ :

$$m'_\Sigma = \frac{m_\Sigma}{\sqrt{2}}. \qquad \text{(i)}$$

Supposons que l'erreur moyenne quadratique doublée soit maximale et trouvons l'écart de fermeture admissible f, admis dans la somme des différences de niveau :

$$f = 2m'_\Sigma = m_\Sigma\sqrt{2} = m_h\sqrt{2n}.$$

Substituant dans cette formule m_h à sa valeur correspondante, on a :

$$f = \pm\sqrt{2n\left\{\left(3\frac{d}{100}\right)^2 + \left(3\frac{h}{10}\right)^2\right\}}\ \text{cm}. \qquad \text{(j)}$$

Négligeant le second terme dans la partie de droite de l'expression sous racine, on a :

$$f_1 = \pm 3\frac{d}{100}\sqrt{2n}\ \text{cm}.$$

Si P est le périmètre du cheminement pour lequel il a été obtenu n dénivellations, on a : $d = \frac{P}{n}$; substituant cette valeur dans la formule précédente on a :

$$f_1 = \pm\frac{0{,}04P}{\sqrt{n}}\text{cm}. \qquad \text{(XIX.19)}$$

La formule (XIX.19) est recommandé d'habitude pour les calculs préliminaires des écarts admissibles. Comme l'on voit, cette formule est incomplète ; elle est déduite en supposant que seulement les erreurs de mesure des angles verticaux (les erreurs de mesure des distances exclues) influencent sur l'écart dans la somme des différences de niveau. Si on néglige dans la formule (j) le premier terme de l'expression sous racine, on aura :

$$f_2 = \pm 3\frac{h}{10}\sqrt{2n}.$$

Désignons par $\sum|h|$ la somme des valeurs absolues de toutes les dénivellations du cheminement altimétrique :

$$h = \frac{\Sigma|h|}{n},$$

d'où

$$f_2 = \pm \frac{0{,}4\Sigma|h|}{\sqrt{n}} \text{ cm.} \qquad \text{(XIX.20)}$$

La valeur f de l'écart définitif, admis dans la somme des différences de niveau du cheminement, sera ainsi :

$$f = \pm \sqrt{f_1^2 + f_2^2} \text{ cm.} \qquad \text{(k)}$$

En arrondissant les coefficients quand on déduit les formules (XIX.19) et (XIX.20), l'écart admissible f, calculé à l'aide de l'expression (j), se différencie un peu du résultat obtenu au moyen de la formule (k).

Table 25

№ du cheminement	Valeurs moyennes d (m)	α	h (m)	$\Sigma\|h\|$ pour 1 km	$1{,}5\frac{d}{100}$ (cm)	$3\frac{h}{10}$ (cm)	m_h^2	$2nm_h^2$	f (cm)	f_1 (cm)	f_2 (cm)	f (cm)
1	250	0°,4	1,7	6,8	3,8	0,6	14,8	118,4	±10,9	±10	±1,4	±10,1
2	250	2 ,0	8,7	34,8	3,8	2,7	21,7	173,6	13,2	10	7,0	12,2
3	250	3 ,7	16,2	64,8	3,8	4,8	37,4	299,2	17,3	10	13,0	16,4
4	250	6 ,0	26,6	106,4	3,8	8,1	80,0	640,0	25,3	10	21,2	23,4

Dans certains cas l'influence de la valeur f_2 sur l'écart dans la somme des dénivellations du cheminement altimétrique est même plus grande que celle de la valeur f_1.

§ 151. TACHÉOMETRE AUTORÉDUCTEUR

Tachéomètre autoréducteur type Hammer-Fennel* (fig. 264). Les traits stadimétriques sont gravés sur une plaque en verre remplaçant le cercle vertical, montée sur le côté de la lunette et enfermée dans une monture spéciale. L'un des traits (fig. 265) étant un segment d'une circonférence sert de trait zéro (2), l'autre est le trait de distances (1) à rapport stadimétrique $\frac{f}{p} = 100$; il y a aussi des traits de dénivellation à correction ±10 et ±20. L'image des traits est transmise par l'intermédiaire d'un système de prismes et de lentilles directement dans le champ

* En France, tachéomètre autoréducteur type Wild ayant plus ou moins les mêmes caractéristiques. Mais la plaque est remplacée par un plateau de verre. — Note du rédacteur.

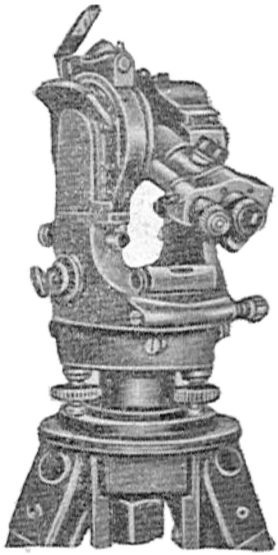


Fig. 264

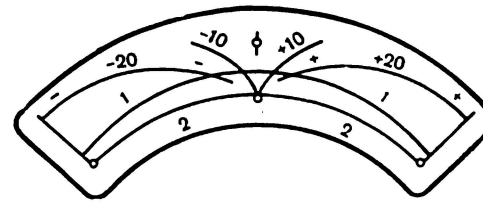
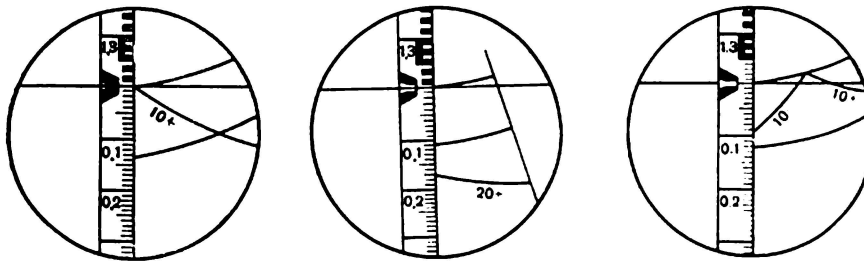


Fig. 265

visuel de la lunette (par un trou spécial pratiqué dans la dernière). Ainsi, en visant la lunette sur la mire verticale, on peut déterminer sur les traits la distance horizontale et la différence de niveau. La plaque restant immobile lors de la rotation de la lunette, on aperçoit les différentes portions des traits stadimétriques indiquant les angles d'inclinaison de 0° à 47°. Pointant la lunette sur la mire, on fait coïncider le trait zéro avec le trait de la mire, fait à la hauteur de l'instrument, et on effectue la lecture. Afin de déterminer la distance horizontale la lecture est multipliée par 100, et la dénivellation — la lecture est multipliée par ± 10 ou ± 20. La fig. 266, *a* représente la position des traits, lorsque l'axe de visée de la lunette se trouve dans la position horizontale. Dans ce cas, la distance horizontale instrument-mire est : $d = 0{,}134 \times \times 100 = 13{,}40$ m, et la différence de niveau $h = 0$.

Les fig. 266, *b* et 266, *c* représentent respectivement la disposition des traits, vue dans le champ de la lunette :

angle accroît : $d = 0{,}113 \times 100 = 11{,}30$ m ; $h = +0{,}175 \times 20 = = +3{,}50$ m (b)



A *B* C

Fig. 266

angle décroît : $d = 0{,}1265 \times 100 = 12{,}65$ m ; $h = -0{,}095 \times 10 = -0{,}95$ m. (c)

L'erreur moyenne de la détermination des distances est de $\pm 0{,}4$ m sur 250 m $= \frac{1}{600}$ environ. L'erreur moyenne des différences de niveau est de ± 6 à ± 12 cm.

Il est très difficile de viser sur la mire à des distances supérieures à 250 m.

Tachéomètre réducteur type Redt. C'est un théodolite répétiteur optique connu sous le nom de tachéomètre type Boshardt-Zeiß (fig. 267). Les lectures des limbes horizontal et vertical du tachéomètre sont faites à l'aide d'un microscope à échelle, dont l'oculaire se trouve à côté de l'oculaire de la lunette. Dans les récents modèles la lecture se fait seulement à une seule extrémité d'un même diamètre (on sait, qu'ordinairement la lecture est faite aux deux côtés diamétralement opposés). Le tachéomètre examiné est équipé d'un stadimètre à prismes ce qui permet de mesurer les distances horizontales à l'aide d'une stadia horizontale de précision de 1/5000 au maximum, si la distance à mesurer est égale à 100 m. Le stadimètre sert à mesurer les distances de 180 mètres environ, directement réduites à l'horizon. La fig. 268 représente le champ visuel de l'oculaire du microscope à échelle, les limbes étant gradués à 400 grades. Les minutes sont

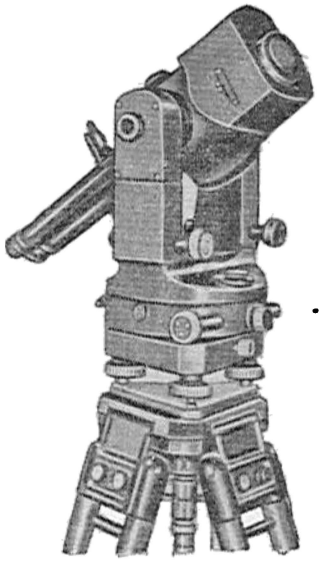


Fig. 267

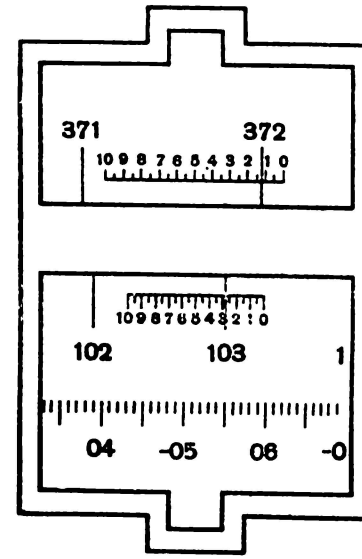


Fig. 268

comptées à l'échelle, leurs fractions étant lues à l'estime à une précision de 0,1. La partie inférieure du champ visuel est occupée par la graduation du limbe verticale ainsi que de l'échelle des tangentes permettant d'évaluer les tangentes des pentes qu'on mesure :

$$h = d \operatorname{tg} \alpha.$$

Le trait de graduation des limbes, vu sur l'échelle des minutes, sert d'index. L'échelle des tangentes possède son index spécial. La fig. 268 représente les lectures suivantes :

sur le limbe horizontal	sur le limbe vertical	sur l'échelle des tangentes
$372^g 13^c,6 = 372^g,136$	$103^g 27^c,3 = 103^g,273$	— 0,0515

L'erreur moyenne quadratique de la direction, mesurée en une opération à deux positions de la lunette, est de $\pm 15^{cc}$, ou $\pm 5''$.

L'erreur de dénivellation, mesurée à l'aide de l'échelle des tangentes, est de 2 à 5 cm, si la distance = 100 m, l'angle d'inclinaison étant petit.

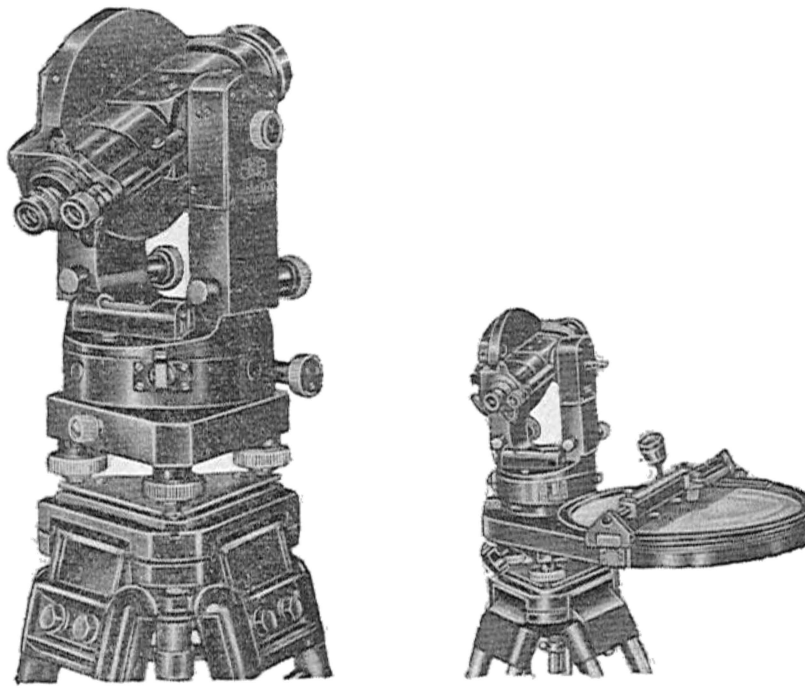


Fig. 269 (a, b)

Tachéomètre réducteur type Dahlt.* C'est un théodolite répétiteur optique pouvant être utilisé comme tachéomètre (fig. 269, *a*). Le tachéomètre peut être muni d'un dispositif à plateau métallique permettant de dresser directement sur le terrain le plan topographique de chaque station. Le plan est dessiné sur le papier transparent spécial posé sur le plateau (fig. 269, *b*). Dans l'oculaire de la lunette on voit simultanément la croisée des traits du réticule, l'objet observé et les traits destinés à lire sur la mire verticale la distance horizontale et la dénivellation. Le microscope à échelle, dont l'oculaire se trouve à côté de l'oculaire de la lunette donnant les images directes, sert à effectuer les lectures sur les limbes horizontal et vertical. Dans les récents modèles de l'instrument le plateau avec le diagramme est indépendant du cercle vertical, grâce à quoi la qualité des mesures des angles verticaux devient meilleure. Les valeurs des distances horizontales et des différences de niveau des points sont obtenues en effectuant la lecture de la mire aux points d'intersection des traits correspondants avec le fil vertical du réticule (fig. 270), pointé sur le milieu de la mire. Pour déterminer la distance horizontale, on se sert de la courbe non-numérotée à coefficient 100, et pour les dénivellations des traits de correction ±10, 20, 100, ce qui permet de contrôler les

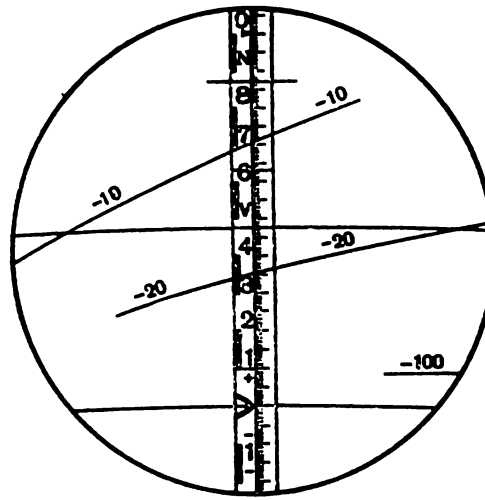


Fig. 270

* Invention de l'ingénieur norvégien Dahl (ou Dahlt), ce tachéomètre est produit par l'entreprise populaire „Karl Zeiß, Iena" (La République Démocratique Allemande).

mesures. Sur la fig. 270 le trait zéro passe par la division zéro de la mire. On lit sur les traits des distances horizontales :

$$0{,}476\ \text{m} \times 100 = 47{,}60\ \text{m},$$

et sur les traits de dénivellation :

$$0{,}702\ \text{m} \times (-10) = -7{,}02\ \text{m}$$

et

$$0{,}351\ \text{m} \times (-20) = -7{,}02\ \text{m}.$$

Dans la partie supérieure du réticule sont gravés deux petits traits horizontaux à rapport stadimétrique $\frac{f}{p} = 200$ destinés à mesurer les distances non-réduites à l'horizon.

L'erreur moyenne quadratique varie de $\pm 0{,}10$ à $\pm 0{,}20$ m si la distance horizontale à mesurer est égale à 100 m au maximum. L'erreur moyenne quadratique des différences de niveau est égale à :

$\pm 0{,}05$ m, si la correction $= 10$,
de $\pm 0{,}05$ à $\pm 0{,}10$ m,
si la correction $= 20$,
de $\pm 0{,}10$ à $\pm 0{,}20$ m,
si la correction $= 100$.

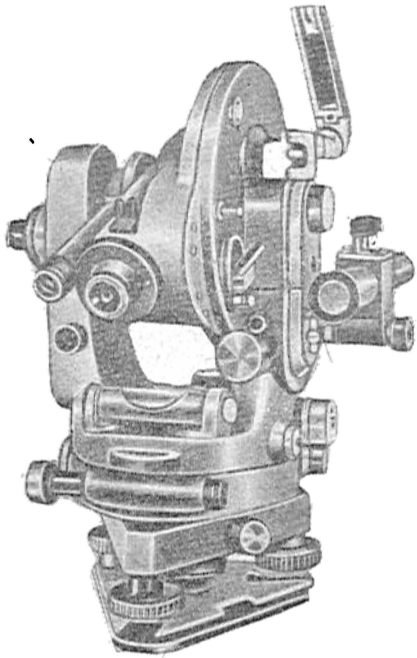


Fig. 271

Le stadimètre type Dahlt sert à mesurer les distances de 250 à 300 m au maximum.

Tachéomètre autoréducteur TA-2. (fig. 271).

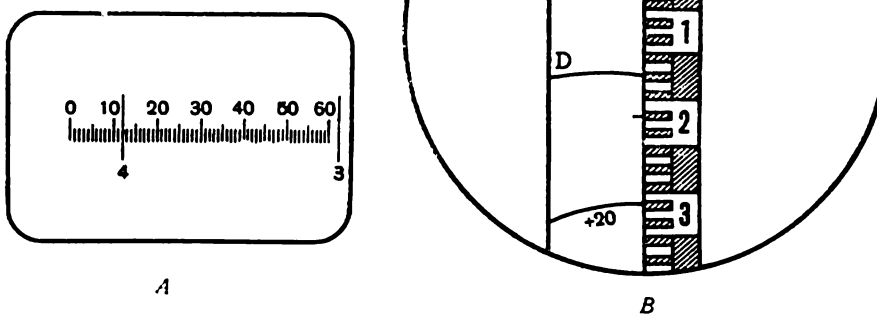
On voit dans le champ visuel du microscope à échelle (fig. 271) les images des traits du limbe horizontal et l'échelle de lecture ; la valeur d'une division du limbe est 1°, celle de l'échelle 1′. Les dixièmes de minute sont évalués à l'estime. La fig. 272, *a* représente la lecture 4°14′5.

Sur le cercle vertical sont gradués le trait zéro stadimétrique H (fig. 272, *b*), le trait D destiné à la détermination des distances horizontales à rapport stadimétrique

$=100$, les traits de dénivellation à corrections ± 10, ± 20 et ± 100, ainsi que les divisions du cercle toutes les 10′ numérotées tous les 1°.

Les lectures des divisions du limbe vertical sont faites à l'estime avec une précision de 1′ environ.

Les images des divisions du limbe vertical et des traits sont transmises à l'aide d'un système optique dans le champ visuel de la lunette. Sur la fig. 272, *b* sont représentées les images, observées dans le champ visuel de la lunette au cercle à gauche. Au cercle à droite les traits des distances horizontales et des dénivellations ne sont pas vus dans le champ visuel. Le trait zéro stadimétrique *H* est pointé sur le zéro de la mire qui se trouve à la hauteur de l'instrument. En comparaison



A *B*

Fig. 272

avec le tachéomètre de Dahlt où les lectures sont faites aux points d'intersection des traits avec le fil vertical du réticule pointé sur le milieu de la mire, les lectures sont faites au point de coïncidence des images de la mire et de l'arête droite verticale de la bande argentée du prisme-réticule ce qui permet d'effectuer les lectures d'une plus grande précision. Lisant sur le trait *D* (fig. 272, *b*) on obtient la distance horizontale :

$$0{,}173\ \text{m} \times 100 = 17{,}3\ \text{m}$$

et sur les traits de dénivellation, on a :

$$0{,}311\ \text{m} \times (+20) = +6{,}22\ \text{m},$$
$$0{,}062\ \text{m} \times (+100) = +6{,}20\ \text{m}.$$

Le prisme-réticule est pourvu de petits traits horizontaux destinés à mesurer les distances non réduites à l'horizon, le rapport stadimétrique étant égal à 100.

L'erreur moyenne quadratique de la mesure en une opération de l'angle horizontal est de $\pm 7''$ au maximum, et de l'angle vertical de $\pm 25''$ au maximum.

L'erreur moyenne quadratique relative de la mesure de la distance horizontale sur les traits stadimétriques varie de 1/500 à 1/700 pour des distances de 50 à 230 m à des angles d'inclinaison de $\pm 0°30'$ à 25°.

L'erreur moyenne quadratique des différences de niveau, mesurées dans les deux sens à correction de ± 10, est égale à :

$\pm 1{,}5$ centimètres, pour les distances de 50 à 70 mètres,

± 2 centimètres environ, pour les distances, de 100 à 180 m.

§ 152. LEVE TACHEOMETRIQUE

Construction des cheminements tachéométriques. Un tachéomètre permet de mesurer simultanément les angles horizontaux, les pentes et les distances. Le levé planimétrique comporte des mesures d'angles et des distances effectuées par procédé polaire, les cotes des points altimétriques étant déterminées par nivellement trigonométrique. Les points de triangulation, de polygonation, des cheminements goniométriques altimétriques, des tracés composent le canevas de base du levé tachéométrique. Les distances entre les stations tachéométriques étant petites, généralement de 150 à 200 m, pour épaissir ce canevas géodésique, on construit des cheminements goniométriques altimétriques ou des polygones fermés et entre eux des cheminements de levés tachéométriques. Les cheminements altimétriques peuvent être construits soit en stationnant l'instrument en chaque sommet, soit en sautant une station sur deux.

La construction de tels cheminements consiste à choisir et à fixer les points de détour, à mesurer les distances et les angles horizontaux, à déterminer les différences de niveau. Les distances sont déterminées à l'aide d'un stadimètre dans les deux sens, aller et retour, et les angles verticaux, par la double visée, visée à droite et visée à gauche dans chaque sens. Afin de construire les cheminements altimétriques, on utilise des théodolites de précision (erreur moyenne quadratique de la lecture sur le limbe vertical $\leqslant 30''$). On peut aussi employer les tachéomètres autoréducteurs. Les distances instrument — mire ne doivent pas être supérieures à 150 m. Dans des cas particuliers, à des conditions favorables du terrain, on admet des distances à lever de 200 mètres environ.

Les cheminements tachéométriques, sur lesquels repose direc-

tement le levé de détails, sont construits suivant les mêmes règles que les cheminements goniométriques altimétriques, mais on utilise des théodolites et des tachéomètres dont la précision de lecture sur les verniers du limbe vertical est égale à 1′, les différences de niveau des stations voisines ne pouvant être déterminées qu'une seule fois.

Levé tachéométrique de détails. Avant de procéder au levé on effectue à chaque station les opérations suivantes :

centrage de l'instrument vérifié,

nivellement du limbe, détermination du point zéro (index) du limbe vertical,

mesure de la hauteur de l'instrument,

enregistrement des résultats de mesures dans le carnet d'observations,

lecture de la hauteur de l'instrument sur la mire et orientation du limbe.

A la station *I* (fig. 273) le limbe est orienté dans l'alignement *I—II*. Dans ce but, ayant fait coïncider le zéro du vernier avec celui du limbe, en tournant le limbe, on vise sur la station *II* de telle sorte que la lecture sur le premier vernier soit égale à 0° en ce point. On fixe le limbe ; si maintenant, après avoir décalé l'alidade, on pointe la lunette sur un point quelconque, la lecture sur le premier vernier exprimera directement l'angle polaire de ce point par rapport à l'alignement *I—II* considéré comme axe polaire.

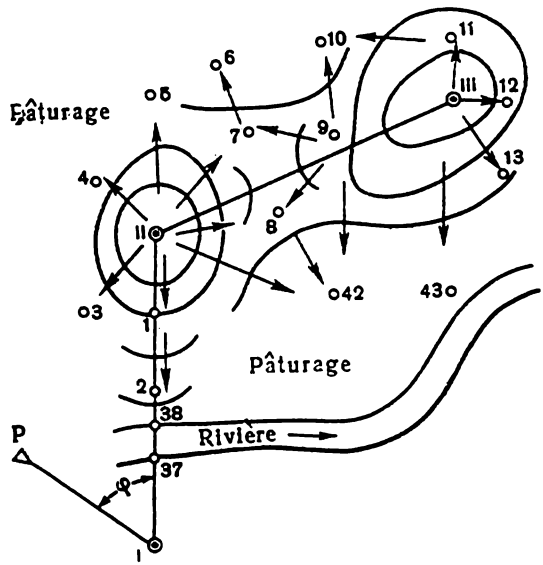


Fig. 273

A la station *II*, on oriente le limbe dans l'alignement *II—III*, et ainsi de suite. Un tel procédé d'orientation du limbe donne la possibilité de reporter rapidement les points levés sur le plan, surtout si on utilise un rapporteur circulaire divisé à partir de 0 jusqu'à 360°. Parfois le limbe est orienté dans la direction de la station précédente. Ainsi, par exemple, à la station *II*, on peut orienter le limbe dans l'alignement *II—I*, mais dans ce cas, en pointant la lunette sur la station *III*, la lecture sur le premier vernier exprimera directement l'angle à la station *II*, se trouvant à gauche suivant le sens du cheminement, tandis qu'à l'orientation du limbe dans la direction de la station suivante, la lecture sur le premier vernier exprimera directement la grandeur du gisement de droite.

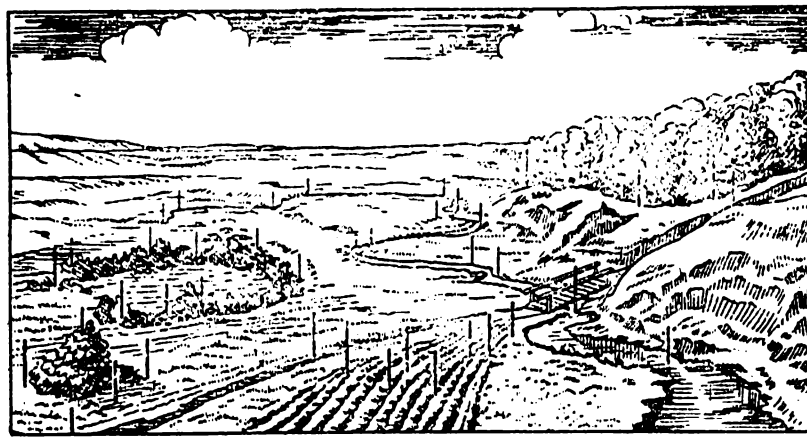


Fig. 274

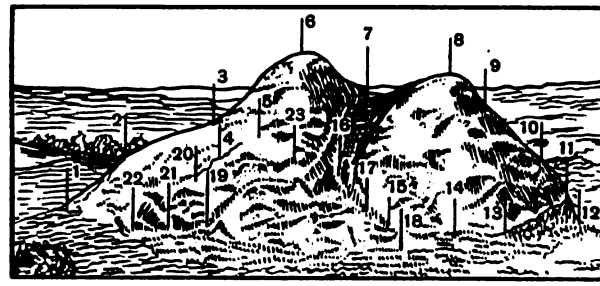


Fig. 275

Si la station *I* coïncide avec un point fixe, duquel on voit un autre point fixe *P* (fig. 273), après avoir mesuré l'angle horizontal entre le point fixe *P* et la station *II*, on peut transmettre le gisement φ de la direction *I—P* sur l'alignement *I—II*. Si le point fixe n'est pas visible, on doit déterminer à la station *I* la direction de l'azimut vrai de l'alignement *I—II* ou, à la rigueur, orienter cet alignement dans le méridien magnétique.

Les repères, ou piquets, sont choisis de façon qu'on puisse représenter sur le plan tous les points caractéristiques du site (fig. 274) et du relief (fig. 275). Les repères ne sont pas fixés sur le terrain. Les distances instrument — repères ne doivent dépasser les limites indiquées dans la table 26.

Table 26

Echelle du levé	Distance maximum en mètres				
	site	relief avec hauteur de section			
		0,5 m	1,0 m	2,0 m	2,5 m
1/2000	100	150	200	—	—
1/5000	150	—	200	250	—
1/10000	300	—	200	—	300

Après avoir orienté et calé le limbe, en tournant l'alidade, on vise successivement sur tous les repères disposés autour de la station *I*.

Chaque fois, en visant sur la mire, on détermine la distance à l'aide du stadimètre, et on mesure les angles verticaux sur le limbe. Les angles verticaux et horizontaux sont mesurés par une simple visée avec lectures sur un seul vernier, l'excentricité de l'alidade étant de 2′ au maximum.

Sur les terrains plats les dénivellations doivent être déterminées à l'aide du rayon horizontal, utilisant dans ce but le tachéomètre comme niveau. On met l'axe de visée du théodolite en position horizontale à l'aide de la nivelle fixée à la lunette ou, s'il n'y a pas de nivelle, en faisant coïncider le zéro du vernier avec la ligne de foi du limbe vertical, la bulle de la nivelle de l'alidade du limbe vertical étant amenée exactement au milieu de la fiole. Le levé effectué, on vérifie les résultats en lisant sur le limbe horizontal orienté à la station *II* ; si le résultat se répète, on peut être sûr que pendant le travail le limbe était bien calé ; dans le cas contraire, il faut répéter toutes les opérations.

Croquis. Simultanément, en déterminant sur le terrain les repères, on fait un dessin schématique en désignant à l'estime les

lignes caractéristiques du site et le relief. C'est un croquis coté (fig. 273). Le simple croquis ne représente que les lignes caractéristiques du site où sont indiqués tous les alignements. Le croquis coté ne comporte pas d'alignements. Les grandeurs qui déterminent sur le plan la position des repères sont notées dans le carnet de levé tachéométrique. On porte sur le croquis schématiquement la position de tous les points à lever en les numérotant sans distinction de station. Sur la fig. 273 les stations sont numérotées par des chiffres romains, et les repères par des chiffres arabes. Les flèches indiquent les directions des pentes qui n'ont pas de cassures ; les flèches aident à mener les courbes de niveau sur le plan. Les formes du relief bien distinctes sont représentées sur le croquis schématiquement par des courbes de niveau. Les contours sont désignés en pointillés et les objets levés par des signes conventionnels.

Carnet de levé tachéométrique. Les résultats de mesures sont notés dans le carnet de levé tachéométrique (table 27).

Table 27

Carnet de levé tachéométrique

Points observés	Lectures sur la mire		Lectures		Angle vertical	Distances horizontales	Différences de niveau	Nota
	lues	corrigées de c	sur le cercle horizontal	sur le cercle vertical				
Station *II* $i=1{,}40$ LO $=0°1'$								
								$c=0{,}3$ m
								$l=3{,}0$ m
				LD				
I				4°41′				
III				4°32′				
				LG				
I	157,7	157,8	187°14′	355°20′	+4°40′,5			
III	161,7	162,0	0 0	355,30	+4 31			
10	130,0	130,3	17,36	8,41	−8 40			
11	127,0	127,3	32,14	2 51	−2 50			
12	85,0	85,3	95,16	6 40	−6 39			

Chaque point est noté dans le carnet sous la même désignation que sur le croquis. Dans le carnet sont faits certains calculs sur le terrain, comme par exemple, la détermination du point zéro, de l'angle vertical, des distances horizontales, etc., mais ces calculs ne doivent pas retarder le travail sur le terrain.

§ 153. TRAVAUX AU BUREAU

Les résultats du levé sur le terrain, obtenus chaque jour, doivent être étudiés et portés sur le plan le même soir. Dans ce but, pour chaque station on établit son plan. Les erreurs, découvertes en calculant ou en établissant le plan, sont vérifiées et corrigées immédiatement sur le terrain.

La plus grande partie des calculs consiste à déterminer les distances horizontales, les dénivellations et les cotes. Les dénivellations entre les points du cheminement tachéométrique sont compensées proportionnellement aux longueurs des côtés identiquement à la compensation des côtés des coordonnées. L'écart de fermeture admissible de dénivellation est déterminé d'après les règles décrites dans le § 150.

On reporte le cheminement tachéométrique sur le plan suivant des distances horizontales et les gisements ou les rhumbs qui leur correspondent ; s'il est nécessaire, on calcule les coordonnées des sommets du cheminement. Les repères sont reportés à l'aide d'un rapporteur, d'un compas et d'une règle à échelle.

Le rapporteur tachéométrique circulaire est le plus commode. On fait coïncider le diamètre zéro du rapporteur avec la ligne d'orientation du limbe, et on repère sur sa circonférence les directions vers les repères.

A côté de chaque repère on note au crayon son numéro et sa cote. Après avoir construit le cheminement, les repères et le site, on procède au traçage des courbes de niveau.

Les résultats de construction doivent être vérifiés directement sur le terrain. Les plans de station sont établis immédiatement après le calcul des repères obtenus à la station donnée, n'attendant pas que soit terminé le calcul de tout le cheminement. Lorsque le cheminement tachéométrique sera reporté sur le plan commun, on y reporte aussi le site et les courbes de niveau des plans de poste. Dans ce but ces plans sont établis sur des feuilles de croquis ou de calque.

Outre la station donnée, sur le calque on reporte encore suivant l'angle mesuré et les distances deux stations contiguës. Les sites et les courbes de niveau sont tracés à l'encre de Chine et transportés sur le plan commun. Dans ce but, on frotte le verso du calque avec un crayon doux. Ayant fait coïncider les stations et les lignes entre elles sur le calque avec les points et les lignes correspondants sur le plan, on reporte les sites et les courbes de niveau du calque sur le plan avec un crayon dur pointu.

Si le volume des travaux est petit, le plan tachéométrique est établi sans avoir recours aux plans de station.

Le plan est fait à l'encre de Chine en employant les signes conventionnels admis. S'il est possible, le plan terminé est comparé avec le terrain.

CHAPITRE XX

LEVÉ À LA PLANCHETTE

§ 154. GÉNÉRALITÉS

Le levé à la planchette est appelé levé goniographique * effectué à l'aide d'une planche à dessin sur un trépied (fig. 276) et munie d'une alidade à lunette (fig. 277), c'est-à-dire d'un ins-

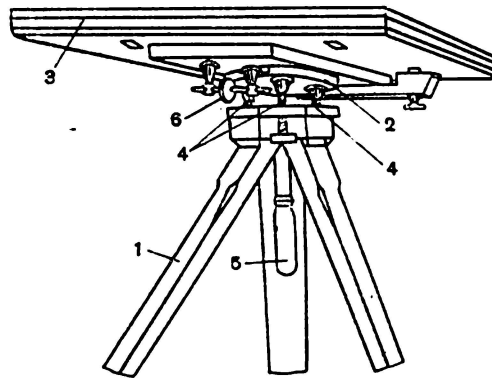


Fig. 276

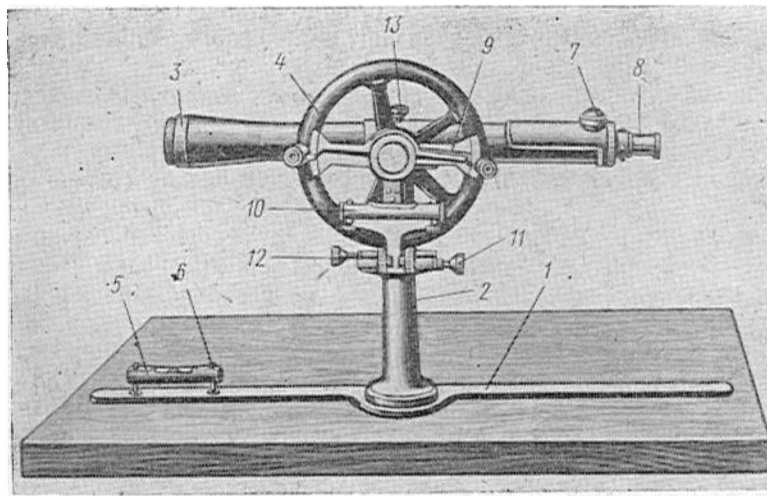


Fig. 277

* Levé goniographique consiste à dessiner le plan immédiatement sur le terrain, sans mesurer les angles. — Note du rédacteur.

trument ayant une lunette, un cercle vertical et une règle portant une nivelle. La planche avec alidade à lunette représente un tachéomètre original qui permet non seulement d'effectuer le levé du terrain, mais aussi de tracer le plan au crayon directement sur le terrain. Le terrain levé se trouve toujours devant les yeux de l'opérateur qui fait le plan ; cela donne la possibilité de comparer l'image obtenue sur le plan avec la nature. Les angles horizontaux ne sont pas mesurés, mais sont obtenus par construction graphique. Une planche carrée de 60×60×3 cm, ou planchette, fait partie de l'instrument. Pour éliminer les déformations du papier, on le colle parfois sur une feuille d'aluminium ou du contre-plaqué que l'on fixe à la planchette.

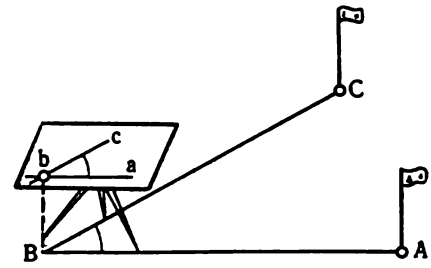


Fig. 278

Pour construire sur la planchette la projection horizontale *abc* de l'angle au terrain *ABC* (fig. 278), on doit placer le point *b* de la planchette utilisant un fil à plomb verticalement au-dessus du sommet *B* de l'angle au terrain, c'est-à-dire on la met sur le point, après quoi on assure l'horizontalité de l'instrument, et on construit des plans verticaux imaginaires passant par les côtés de l'angle donné. Les traces *ba* et *bc* de ces plans sur la planchette forment l'angle *abc* qui représente la projection horizontale de l'angle *ABC* sur le terrain. D'où la conclusion : la planche doit pouvoir effectuer deux opérations ayant pour objet d'assurer l'horizontalité et la mise sur le point de l'instrument. Pour tracer une direction sur la planche, on se sert d'une alidade à la lunette, le plan de visée vertical de laquelle coïncide successivement avec les plans verticaux imaginaires passant par les côtés de l'angle donné sur le terrain. Les lignes tracées sur la planchette à l'aide d'une règle de l'alidade à lunette représentent les traces de l'intersection du plan de visée vertical de l'alidade à lunette avec celui de la planchette.

§ 155. LA PLANCHETTE ET SES ACCESSOIRES. VÉRIFICATIONS DE LA PLANCHETTE

On utilise, en général, des planchettes de deux types : à support en bois (fig. 276) et à support métallique (fig. 279). La planchette se compose du trépied *1*, dont les parties supérieures sont réunies au plateau *2* (fig. 276 et 279) et de la planchette en question *3* (fig. 276) fixée au plateau *2* au moyen de trois vis calantes *4*. Le plateau assujettit la planchette avec le trépied à l'aide d'une vis de

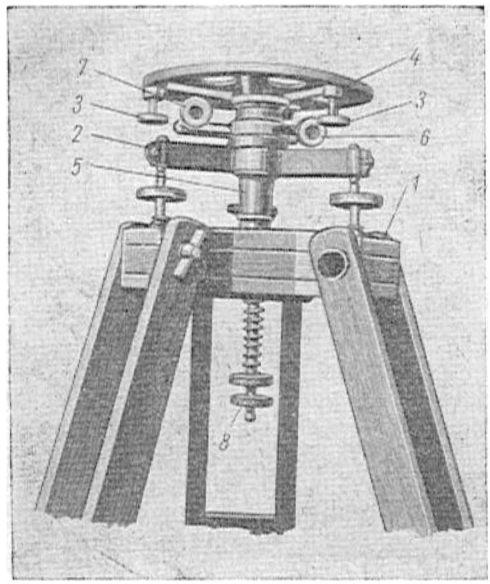


Fig. 279

serrage *5* et sert à porter la planchette. Un micromètre *6* peut communiquer à la planchette fixée une rotation lente. Le plateau métallique (fig. 279) de la planchette est fixé avec le trépied par une vis de serrage *8*. La planchette, fixée à l'aide des vis *3* au plateau supérieur *4*, peut tourner autour de l'axe vertical de l'instrument. Le plateau est équipé de la vis calante *6* et de la vis micrométrique *7* qui permettent de caler la planchette et de la faire tourner lentement et sans-à-coups.

Le plateau en bois de la planchette (fig. 280) est équipé de la vis *3* destinée à régler le mouvement des vis calantes *1*.

Si la vis micrométrique *2* commence à branler ou à marcher à vide, on doit effectuer le réglage des douilles sphériques filetées à l'aide des vis *4*, ainsi que le réglage de la rotation des douilles sphériques dans leurs nids à l'aide des bouchons *5* qui sont fixés par les écrous *6*. Le plateau métallique avec la plaque *1* (fig. 281) assu-

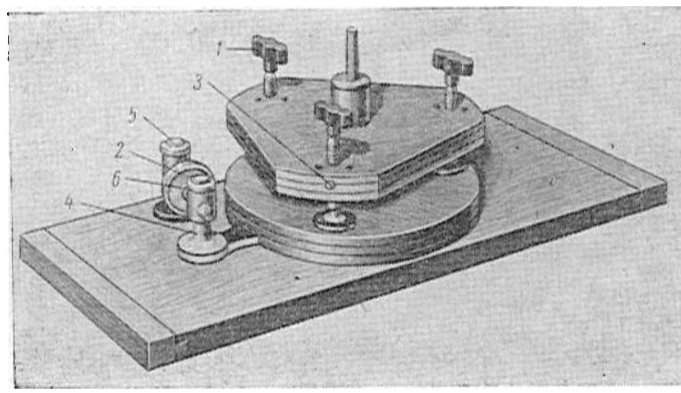


Fig. 280

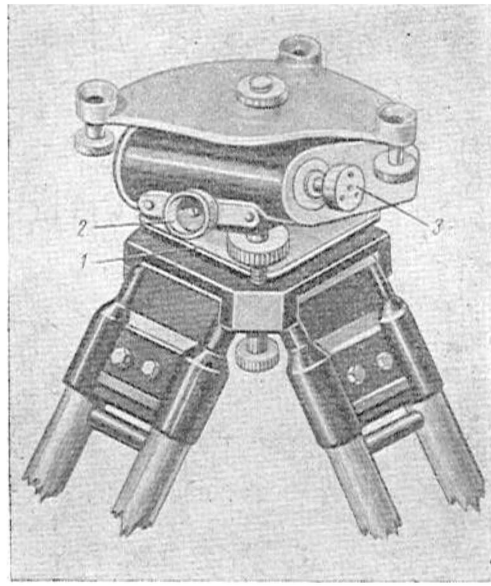


Fig. 281

re une liaison beaucoup plus sûre de l'instrument avec le trépied et a une construction perfectionnée de la vis de fixation *2* et de la vis micrométrique *3*.

La mise en station de la planchette se fait à l'aide d'un fil à plomb, d'une nivelle et d'une boussole. Le crochet auquel on suspend un fil à plomb (fig. 282) est utilisé seulement à la mise sur le point de la planchette en effectuant des levés à grande échelle. La nivelle cylindrique est fixée ordinairement à la règle de l'alidade à lunette et sert à amener, à l'aide des vis calantes, le plan de la planche dans la position horizontale. Un déclinatoire (fig. 283 et 284) sert à orienter la planchette.

L'alidade à lunette КБ (fig. 277) se compose d'une règle *1* à nivelle cylindrique *5* et à vis de fin mouvement *6* de la nivelle, de la douille *2* reposant sur la règle, de la lunette *3* tournant ensemble avec le cercle vertical *4*. La lunette à oculaire-réticule mobile est retournée, l'objectif tourné vers le bas. Le grossissement de la lunette est de 25°, le champ visuel est de 1°. La mise au point de la lunette se fait en agissant sur le bouton molleté *7* et on règle la

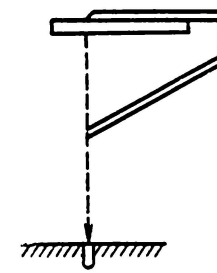


Fig. 282

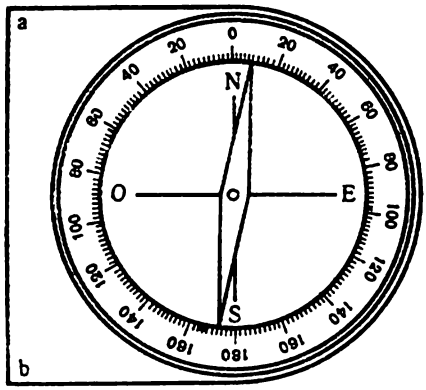


Fig. 283

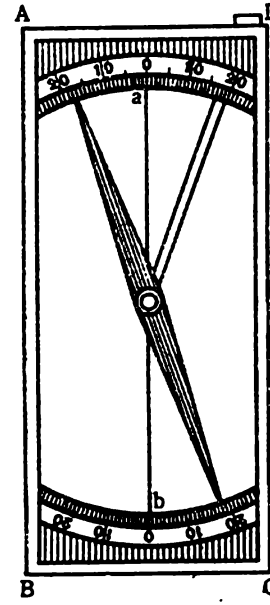


Fig. 284

distance oculaire—réticule suivant la vue de l'observateur en agissant sur la bague de l'oculaire *8*. Le réticule porte gravés les 4 fils horizontaux et un fil vertical.

La distance entre les fils extrêmes est divisée par le trait médian en deux et le quatrième fil, le supplémentaire divise en deux la distance entre l'un des traits extrêmes et le trait médian. Le rapport stadimétrique = 100 à écart admissible de ±0,5%. La constante *c* du stadimètre = 0,57 m. La lunette est pourvue d'une vis calante *13* et d'une vis de fin mouvement *12*. La précision des verniers de l'alidade *9* du cercle vertical est de 1′. Avant d'effectuer la lecture sur le cercle, la nivelle *10* de l'alidade du cercle vertical doit être bullée à l'aide de la vis micrométrique *11*.

Vérifications de la planchette

1. La planchette doit être stable. Après avoir mis en station l'instrument et calé la planchette, on pointe la lunette de l'alidade sur un point éloigné, et en appuyant légèrement de la main sur la planchette, on vérifie si la croisée du réticule ne quitte pas le point visé. Si non, la condition est remplie, la stabilité de la planchette est assurée. Son instabilité doit être, en général, éliminée à l'atelier.

2. La surface supérieure de la planchette doit être plane.

Si une règle vérifiée, posée sur son arête dans différents sens sur la planchette, ne laisse pas voir d'interstices, la condition est remplie. La planchette, ne répondant pas à cette condition, est inutilisable.

3. Le plan supérieur de la planche doit être perpendiculaire à l'axe de rotation de l'instrument.

A l'aide d'une nivelle vérifiée on rend la planche horizontale, en agissant sur les vis calantes (cette opération est identique au nivellement du limbe du théodolite). Ensuite il faut tourner la planchette autour de l'axe vertical afin de déterminer la déviation de la bulle. Si cette dernière n'est pas supérieure à 2—3 divisions, la condition est remplie. Dans le cas contraire, il faut remédier ce défaut à l'atelier.

Vérifications des accessoires de la planchette

1. Lorsque la planchette se trouve dans la position horizontale, la ligne de foi *m* qui se trouve sur la surface supérieure (fig. 285) du crochet et le fil à plomb doivent se trouver sur une même ligne verticale.

Si aux deux positions du crochet, indiquées sur la fig. 285, la pointe est projetée suivant le fil à plomb sur un même point, la condition est remplie ; dans le cas contraire, il faut déplacer le fil de façon à pouvoir remplir cette condition.

2. La vérification du déclinatoire se fait identiquement à celle de la boussole (voir § 24) utilisée à orienter les plans et les cartes.

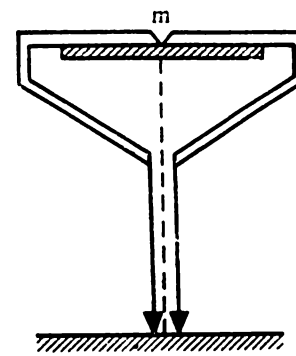


Fig. 285

§ 156. VÉRIFICATIONS DE L'ALIDADE A LUNETTE

1. La surface inférieure de la règle de l'alidade à lunette doit être plane, et son arête coupée, une ligne droite (voir § 24).

2. L'axe de la nivelle cylindrique se trouvant sur la règle de l'alidade à lunette doit être parallèle au plan inférieur de la règle.

Il faut placer l'alidade sur la planchette, tracer une ligne sui-

vant le bord coupé de la règle et buller la nivelle. Ensuite on tourne l'alidade de 180° et on place le bord coupé de la règle suivant la ligne tracée. Si lors de cette opération la bulle dévie, il faut, en manipulant la vis calante, la ramener de la moitié de l'écart observé, répéter la vérification.

Cette vérification terminée, on rend le plan de la planchette horizontal et on procède à la vérification de la lunette, dont le plan de visée doit être vertical (comme dans le cas du théodolite).

3. L'axe de visée de la lunette doit être perpendiculaire à l'axe de rotation de la lunette. La vérification est identique à la vérification de la lunette d'un théodolite, seulement au lieu de tourner le cercle de l'alidade de 180° on tourne la règle de l'alidade à lunette de 180° par rapport à ligne tracée (cas de la vérification d'une nivelle). La lunette tournée et retournée, on vise sur le même point et on trace la deuxième ligne. Si celle-ci ne coïncide pas avec la première, il faut placer le bord coupé de la règle sur la ligne divisant en deux l'angle compris entre les deux lignes tracées. Le procédé se termine identiquement à la vérification du théodolite.

4. L'axe de rotation de la lunette doit être parallèle au plan inférieur de la règle de l'alidade à lunette (voir § 76). L'alidade à lunette étant dépourvue de vis calantes nécessaires, on doit dévisser les vis fixant la douille à la règle, et on glisse des morceaux de papier ou de feuilles de métal sous le collier de la douille, après quoi, on reserre les vis.

5. Un des traits du réticule doit être perpendiculaire à l'axe de rotation de la lunette. En ramenant la planchette dans la position horizontale, on pointe la croisée des traits sur un point quelconque et on observe l'image du point dans la lunette, tout en tournant lentement la lunette autour de l'axe horizontal. Si le point reste sur la ligne, la condition est remplie ; dans le cas contraire, il faut tourner la bague du réticule et répéter la vérification. La position du réticule vérifiée, il faut de nouveau vérifier la troisième condition.

6. Le plan de visée de la lunette doit passer par le bord coupé de la lunette ou doit lui être parallèle. On pointe la croisée du réticule de la lunette sur un point éloigné et on trace une ligne le long du bord coupé de la règle. Sur cette ligne on place verticalement deux aiguilles distantes de 2 à 3 dm, et on regarde si ces aiguilles cachent le même point de l'objet. Si elles ne le cachent pas, la condition n'est pas remplie.

Les alidades à lunette de modèles récents ne pouvant plus tourner, les douilles ayant été fixées à mort, toutes les lignes tracées sont tournées d'un même angle, de façon à éliminer l'influence de cette erreur sur la construction des angles. Si on oriente la planchette à l'aide d'une boussole, l'erreur doit être prise en considération.

7. En coïncidant les zéros du cercle vertical avec les zéros des verniers, il faut que l'axe de visée de la lunette soit parallèle à l'axe de la nivelle de l'alidade du cercle vertical, c'est-à-dire le point zéro du cercle vertical soit égal à zéro.

Pour s'en assurer, on détermine le point zéro du cercle vertical. S'il est proche de 0°, on ne le vérifie plus. Dans le cas contraire, on le ramène au point zéro (voir § 73).

On doit aussi s'assurer de la position symétrique des traits télémétriques par rapport au trait médian et déterminer le rapport stadimétrique et la constante c du stadimètre.

§ 157. MISE EN STATION DE LA PLANCHETTE

La mise en station de la planchette comprend trois opérations ayant pour objet d'assurer la mise sur le point, l'horizontalité et l'orientation de l'instrument.

On stationne d'abord la planchette à l'estime de façon que les conditions ci-dessus énoncées soient à peu près réalisées. Puis on rectifie la position en agissant sur les organes de l'instrument. Les petits déplacements nécessaires sont obtenus en agissant sur les pattes du support ou en déplaçant la planche ou même l'instrument afin que le point nécessaire de la planchette soit, suivant le fil à plomb, mis sur le point correspondant du terrain. L'emplacement définitive de l'instrument se fait dans l'ordre inverse à celui qui vient d'être décrit.

Mise sur le point. En effectuant un levé à l'échelle de 1/2000 ou à l'échelle plus grande, le point quelconque de la planchette est mis sur le point au moyen d'un fil à plomb. A l'échelle plus petite, la mise sur le point est faite à l'estime. L'erreur admissible de mise sur le point est égale à la moitié de la précision admise pour l'échelle (voir table 28).

Table 28

Echelle	Précision de l'échelle	Erreur de mise sur le point admissible (m)	Moyen de centrage
1/10 0000	1	0,5	A l'estime
1/ 5000	0,5	0,25	Idem
1/ 2000	0,2	0,10	A l'aide du fil à plomb
1/ 1000	0,1	0,05	Idem

Horizontalité. On place la règle à nivelle dans la direction de deux vis calantes et, en les manipulant, on bulle. Ensuite la règle est placée dans la direction de la troisième vis calante et, en agis-

sant sur cette vis, on ramène la bulle de la nivelle au milieu de la fiole, après quoi l'opération se répète. La condition est remplie, si la bulle dévie du milieu de deux divisions au maximum.

Orientation. La planchette peut être orientée à l'aide d'un déclinatoire* (approximativement) ou suivant la ligne donnée de la planchette (orientation de précision).

Afin d'orienter la planchette déclinée, on place le bord coupé du déclinatoire à l'un des côtés du cadre de la planchette et on fait tourner cette dernière autour de l'axe vertical de l'instrument de telle sorte que les pointes de l'aiguille aimantée se trouvent en regard de la ligne de foi du déclinatoire. Si on cale la planchette, la ligne du cadre à laquelle est appliqué le déclinatoire occupera la position du méridien magnétique, désigné sur le cadre par les lettres N (Nord) et S (Sud). Si on tourne la planchette d'un angle égal à la déclinaison de l'aiguille aimantée, le cadre occupera la direction du méridien vrai. La planchette déclinée est employée surtout dans les régions habitées, couvertes, à condition qu'il n'y ait pas d'anomalie magnétique.

Le plus souvent l'orientation est effectuée suivant la ligne de foi. Le bord coupé de la règle-alidade se trouvant en regard de la ligne *ba* (fig. 278), il faut tourner la planchette autour de l'axe vertical de telle sorte que le jalon au point *A* se trouve approximativement dans le plan de visée de la lunette-alidade. Ayant calé la planchette et manipulant la vis de fin mouvement, on précise l'orientation en visant sur le point *A*. L'orientation de la planchette suivant la ligne de foi est d'autant plus précise que la ligne est plus grande.

Si *S* (fig. 286) est la distance entre les points sur la planchette servant à orienter la planchette, et *d* le diamètre du cercle, repré-

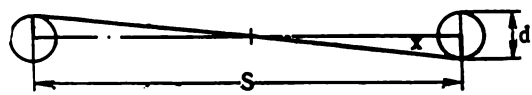


Fig. 286

sentant le point, est égal à 0,1 mm = 0,01 cm, l'erreur de l'orientation, due à l'application inexacte de la règle-alidade à la ligne donnée de la planchette, est en radians :

$$x = \frac{\frac{1}{2}d}{\frac{1}{2}S} = \frac{d}{S},$$

* La planchette sur laquelle on fixe dans l'un des angles un déclinatoire, est désignée sous le nom de planchette déclinée. — Note du rédacteur.

et en minutes :

$$x' = \frac{d}{S} \cdot 3438',$$

ou :

$$x' = \frac{0{,}01 \text{ cm}}{S \text{ cm}} 3438' = \frac{34}{S \text{ cm}}.$$

L'erreur de traçage de la ligne sur la planchette au crayon très pointu peut être considérée égale à $\pm 2'$. Par conséquent, la distance S doit être choisie d'une telle longueur pour qu'on ait $x \leqslant 2'$; si, par exemple, $x = 1',7$, $S = 20$ cm. Conclusion : l'erreur de l'application de la règle à la ligne est d'autant plus petite que la ligne est plus longue, et pour que cette erreur soit moins de $2'$, il faut choisir une ligne qui ne soit pas plus courte que 20 cm. Dans ce but, on applique la règle-alidade non pas aux extrémités de la ligne, mais à ses prolongements qui sont tracés, d'habitude, sur les bords de la planchette lors de la portée des points. On doit à chaque station vérifier systématiquement l'orientation de la planchette, sinon les résultats seront inexacts.

§ 158. ALIDADES AUTOREDUCTRICES

Alidade autoréductrice optique КБ-1. L'alidade à lunette optique КБ-1 (fig. 287) à laquelle sont adjoints la planchette métallique, le trépied, la planche, le déclinatoire et la mire

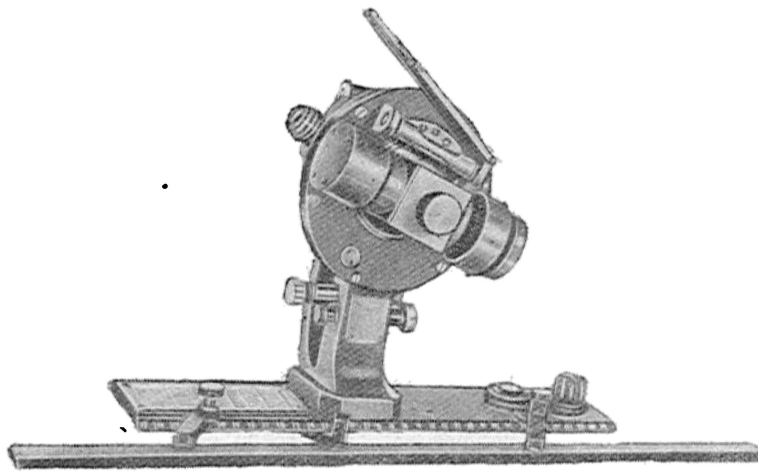


Fig. 287

verticale, permet de rationaliser considérablement le levé à la planchette. Dans l'oculaire de la lunette de cette alidade, donnant des images directes, on voit simultanément les traits gravés sur le réticule, les divisions du cercle vertical et les traits stadimétriques destinés à mesurer les distances horizontales et des différences de niveau. Précision : rapport stadimétrique : $C = 100$; corrections de dénivellation : ± 10, 20, 100. On n'effectue que la visée à gauche, car à la visée à droite les traits stadimétriques des distances horizontales et des différences de niveau ne sont pas vues dans le champ visuel. Lorsque l'angle d'inclinaison est plus de 44°, les traits stadimétriques disparaissent aussi du champ visuel. Alors on se sert des traits stadimétriques du réticule à coefficient 200, la dénivellation étant déterminée à la grandeur de l'angle d'inclinaison lue sur le cercle vertical. La nivelle sphérique d'une précision de 30 secondes permet d'utiliser la lunette-alidade comme nivelle.

La règle d'alidade à lunette se compose de deux parties : d'une large partie qui sert de base de l'appareil et d'une partie étroite fixée sur la partie inférieure au moyen d'un genou ce qui permet de reporter le point levé sur la planchette sans déplacer tout l'instrument. Un tel dispositif donne la possibilité de viser simultanément sur le point et de faire coïncider le biseau de la règle avec le point sur la planchette. Sur la règle-alidade est monté un rouleau destiné à effectuer la petite rotation de l'appareil sur la planche.

La planche est fixée sur le trépied à l'aide d'un support métallique perfectionné, représenté sur la fig. 281.

Alidade autoréductrice KA-2. La precision stadimétrique est la même que de l'alidade autoréductrice КБ-1. Elle peut fonctionner en réduisant les distances à l'horizon ou comme une alidade à lunette ordinaire à cercle vertical et à stadimètre classique. On a de même utilisé le nouveau principe de transmission des images des traits stadimétriques et des divisions du cercle vertical dans la lunette (voir le tachéomètre autoréducteur TA-2).

§ 159. PROCÉDÉS D'INTERSECTION A LA PLANCHETTE

Pour effectuer un levé, y compris le levé à la planchette, on a besoin d'un canevas de base. Lorsque la contexture de l'ensemble est déterminée, on a recours au rattachement des détails par procédés d'intersection. *

Ces procédés rapides et bien précis permettent de déterminer sur la planchette l'emplacement des points principaux choisis au terrain. S'il n'y a pas de canevas, et la parcelle à lever n'est pas grande et

* Le point à lever est déterminé par l'intersection de deux lieux à savoir :
soit deux droites (intersection proprement dite);
soit deux segments de cercles (relèvement);
soit un segment de cercle et une droite (recoupement). — Note du rédacteur.

peut être reportée à l'échelle donnée sur la même planchette, le canevas de base peut être établi directement, à l'aide d'une planchette et d'une alidade à lunette. Ce procédé consiste à rattacher à deux pôles ou stations d'une base mesurée tous les points à lever.

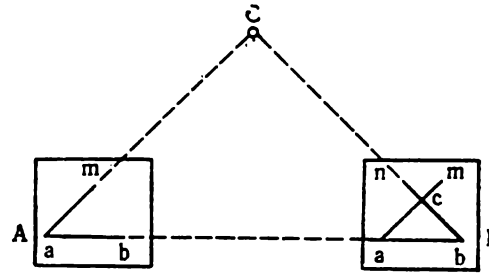


Fig. 288

Soient sur le terrain deux stations A et B (fig. 288), la longueur de la base AB étant connue. La droite AB doit être reportée sur la planchette à une échelle donnée et désignée par deux a et b. Alors, si les deux stations A et B sont accessibles pour y placer l'instrument, l'emplacement de la troisième station C est déterminé par l'intersection des rayons vecteurs AC et BC ; d'abord on met la planchette sur le point A, on la rend horizontale et on l'oriente sur la ligne ab. Après avoir calé la planchette, on vise sur le point cherché C en plaçant le biseau de la règle-alidade au point a et on trace suivant la règle la droite am dans la direction du jalon C, après quoi, on se déplace avec l'instrument au point B, et on oriente la planchette suivant la ligne ba. Après avoir calé la planchette, on place l'alidade à lunette au point b, on vise sur le jalon C et on trace la droite bn. Le point c, obtenu à l'intersection des droites am et bn, sera le point cherché (intersection proprement dite).

Afin de déterminer l'emplacement d'un point sur la planchette, on stationne l'instrument à un des points donnés, par exemple A, et au point à déterminer C (fig. 289). La station B étant inaccessible,

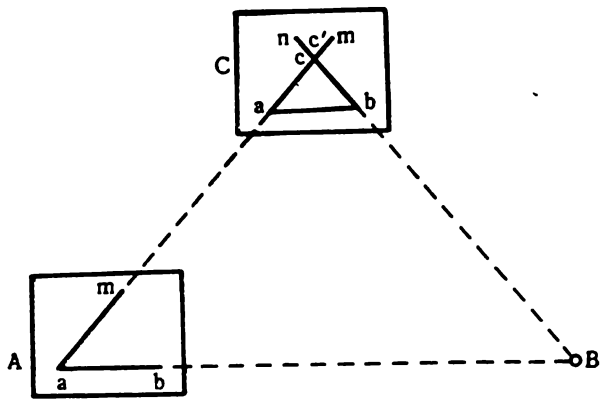


Fig. 289

se déplace à la station *C*, en construisant à la station *A* l'angle *bam*, correspondant à l'angle *BAC* sur le terrain et la ligne *ma*, suivant laquelle on oriente la planchette de cette station *C*. Il est difficile de mettre la planchette sur la station *C*, car son emplacement *c* sur la ligne *am* n'est pas encore déterminé. C'est pourquoi il faut indiquer l'emplacement du point cherché sur la ligne *am* à l'estime, par exemple, au point *c'*. Ayant mis le point *c'* sur le point *C* du terrain et ayant orienté la planchette sur la ligne *ma*, on cale la planchette. On place la règle d'alidade au point *b* de la planchette, et on vise sur le point *B* du terrain, en traçant la ligne *bc*. Les lignes *am* et *bm* se coupent au point *c* cherché. On met la planchette, le point *c* sur le point *C*, et on répète l'opération : si les lignes *am* et *bm* se recoupent au point *c*, ce point sera l'image cherchée du point *C* sur le terrain (intersection inverse).

L'intersection la plus favorable se fait à l'angle droit. Il ne doit pas être inférieur à 30° et supérieur à 120°.

§ 160. RÉSEAU GÉOMÉTRIQUE

La base de départ d'un réseau géométrique est choisie si c'est possible au milieu du terrain à lever, dépourvu d'obstacles à peu près horizontal et assez étendu. La longueur de la base dépend de l'échelle du plan et des dimensions du terrain ; sur la planchette la longueur de la base est de 5 à 10 cm.

La ligne choisie est jalonnée et mesurée au ruban, dans deux sens au moins.

Les points du réseau géométrique sont choisis de façon à pouvoir établir un réseau entier de triangles contigus, si possibles équilatéraux, et qu'on peut voir de chaque point autant que possible de jalons placés aux autres points. En repérant les points, on mesure et on enregistre la longueur de chacun des jalons de la base à la marque du jalon à laquelle est pointé le trait médian du réticule servant à déterminer les cotes. Le nombre de points du réseau géométrique dépend de l'échelle du levé et du relief du terrain. Sur un terrain plat et ouvert le nombre de points peut être moindre que sur un terrain accidenté et couvert. A l'échelle de 1/10 000, il est recommandé d'avoir 2 ou 3 points de base sur 1 km², et à l'échelle de 1/5000, 3 ou 4 points sur 1 km².

Après avoir choisi les points du réseau géométrique, on place sur eux les jalons et on mesure la base en stationnant l'instrument sur le point *1* de la base (fig. 290).

Le jalon enlevé, on place au-dessus du point la planchette qu'on oriente à l'aide d'un déclinatoire, et on reporte sur la planchette le point *1*, correspondant au point *1* au terrain. Ensuite on vise sur le point *2* du terrain, et on trace l'alignement. Ayant reporté sur lui la longueur mesurée de la base, on obtient sur la planchette le point *2*. On vise successivement tous les points vus, par exemple *3*, *4* et

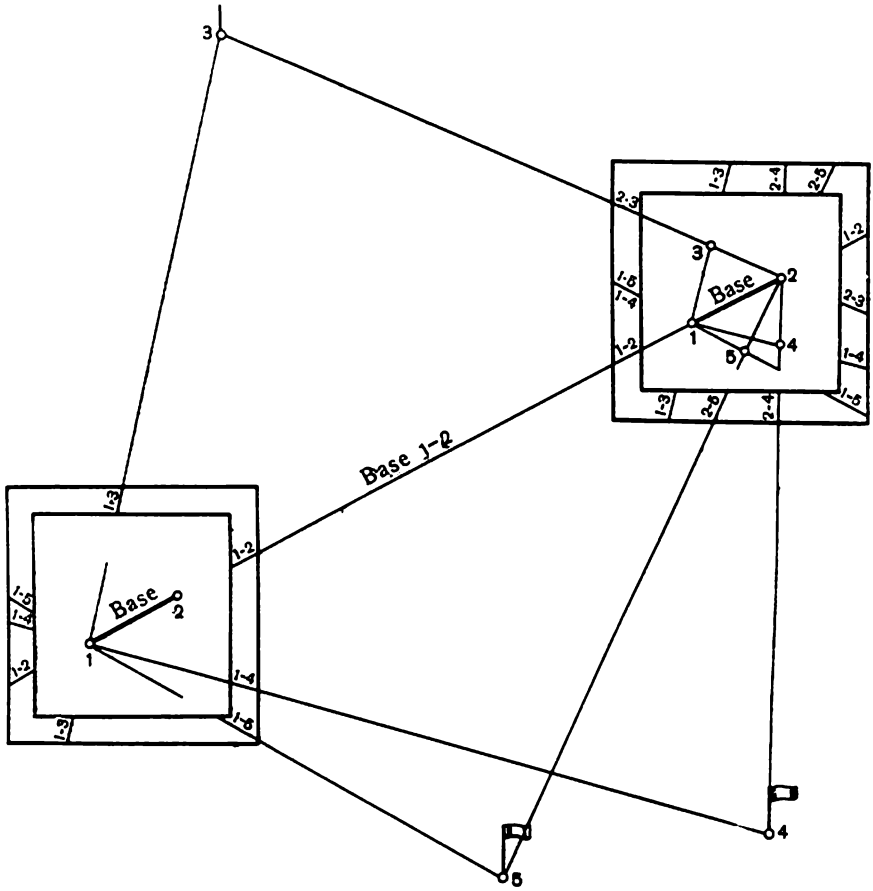


Fig. 290

5, à partir du point *1*. Les directions de visée sont absolument tracées hors du cadre de la planchette, où sont inscrits les numéros ou les dénominations du point, duquel a été fait le levé, et le numéro ou la dénomination du jalon sur lequel a été fait le levé. Toutes les directions sont tracées à une seule position quelconque du cercle vertical. Ayant terminé la visée sur toutes les stations, on vérifie l'orientation de la planchette suivant la ligne *1—2*. Si l'orientation est bonne, on se déplace au deuxième point de base *2*.

Ayant stationné la planchette au point 2, on l'oriente suivant la ligne *2—1*, après quoi on répète toutes les opérations, effectuées au point *1*. L'emplacement sur la planchette des points *3*, *4* et *5* du réseau, déterminé par l'intersection des directions partant des deux

points de base *1* et *2*, est légèrement pris en rond au crayon, mais n'est pas piqué avant qu'on procède à la vérification à partir du troisième point. Ayant effectué l'orientation au point de base *2*, on se déplace avec l'instrument à l'un des points déterminés par intersection et si c'est possible à celui où l'intersection des lignes forme l'angle droit, ou l'angle proche de 90°, par exemple, au point *3*. La planchette mise en station, on l'oriente suivant la ligne *3—1* et on vérifie l'orientation suivant la ligne *3—2*. Si le jalon *2* coïncide avec le trait vertical de l'alidade à lunette, les deux directions sont construites convenablement, et le point *3* est piqué sur la planchette. Ces opérations effectuées, on vise sur les points *4* et *5*, et on trace les directions correspondantes ; si ces dernières passent aussi par les points reportés déjà sur la planchette, ils sont aussi déterminés convenablement et ils sont aussi piqués sur la planchette. Si on constate que les trois points forment un petit triangle appelé chapeau, la position définitive du point est déterminée par visée des points suivants. * Les points, déterminés par un seul alignement, sont déterminés par intersection inverse. On détermine ainsi définitivement l'emplacement de tous les points du réseau géométrique. Pour obtenir un contrôle de travail, il suffit de tracer 3 directions au moins.

D'habitude, le réseau géométrique est établi sur une feuille de papier posée sur la feuille où l'on a tracé le plan. Cette feuille est collée aux cotés de la planchette. Les points obtenus du réseau géométrique sont piqués sur le plan, et la feuille supérieure est petit à petit découpée au fur et à mesure du levé de détails.

Pour protéger les parties découvertes du plan contre le salissement, on les recouvre, le levé effectué, avec une feuille de papier propre qu'on met sous la feuille supérieure.

Dans les lieux couverts, on construit des cheminements goniométriques altimétriques et des cheminements planimétriques levés à la planchette.

§ 161. PROCÉDÉS DE L'ALTIMÉTRIE

Les cotes des points du réseau géométriques sont déterminées par nivellement trigonométrique, la dénivellation étant calculée par la formule :

$$h = d \operatorname{tg} \alpha + i - l + 0{,}43 \frac{d^2}{R},$$

La distance horizontale d est déterminée avec un compas. La hauteur de l'instrument l est mesurée à chaque station avec une roulette ainsi que la hauteur L du jalon. La correction de sphéricité et de réfraction est introduite pour les distances surpassant 400 m.

* On adopte aussi comme position du point levé un point moyen situé à l'intérieur du chapeau. — Note du rédacteur.

Les angles verticaux α sont mesurés à double visée. La nivelle de l'alidade du cercle vertical est bullée à l'aide de la vis micrométrique de l'alidade avant d'effectuer chaque lecture. Les différences de niveau de deux points sont déterminées par visée directe et inverse. La différence des dénivellations directes et inverses doit être égale à 4 cm sur chaque 100 m de distance horizontale, au maximum.

La moyenne des dénivellations directes et inverses est notée sur le dessin schématique avec le signe, correspondant à la direction directe du cheminement. Les différences de niveau sont déterminées de façon à pouvoir assurer le contrôle des calculs. Dans ce but, les points du réseau géométrique sont ordinairement rattachés entre eux de telle sorte que soit formé un réseau de triangles ou de polygones, et parfois un réseau de triangles et de polygones. La somme algébrique des dénivellations du cheminement entre deux points de base doit être égale à la différence des cotes de ces points ou à zéro dans les polygones et les triangles fermés. L'écart de fermeture ne doit pas dépasser la grandeur déterminée (la formule (k) du § 150) et il est réparti proportionnellement aux distances entre les points du réseau. Les cotes des points sont calculées jusqu'au centimètre et sont arrondies jusqu'aux décimètres (à une hauteur de section du relief de 1 m au minimum).

§ 162. LEVÉ DE DÉTAILS

Travaux préparatifs. Effectuant un levé à la planchette à une échelle de moins de 1/5000 au maximum, on donne aux cadres des planchettes la forme de trapèzes limités par des parallèles et des méridiens en vertu de la nomenclature adoptée. Pour des échelles plus grandes de 1/5000, on construit des carrés : 40 cm×40 cm, pour l'échelle de 1/5000 (surface 400 ha) et 50 cm×50 cm, pour l'échelle de 1/2000 (100 ha) et de 1/1000 (25 ha). Les plans sont faits sur le papier à dessin collé sur des feuilles de contre-plaqué de haute qualité de 2 à 3 mm d'épaisseur. On y colle sur le verso une feuille de papier fort ; pour que le papier ne se recroqueville pas le milieu de la planche est collé à la planche avec le blanc d'œuf et les bords du contre-plaqué sont fixés à la planche avec de petits clous. Lors du levé des parcelles de 50 ha, on colle le papier à dessin directement sur la planche.

La feuille principale est recouverte d'une autre feuille collée aux arêtes latérales de la planche pour la protéger contre la poussière et le salissement.

Avant de procéder au levé, on reporte sur la planche un réseau de coordonnées de 10 cm de côté, après la vérification duquel on reporte sur la planche, d'après les coordonnées, tous les points de base qu'on peut fixer sur la planche, ainsi que sur les marges libres

se trouvant hors du cadre. En même temps on y inscrit au crayon leurs numéros ou leurs dénominations et les cotes arrondies jusqu'au centimètre.

Outre les points de triangulation, de polygonation et les points de base de levé, on reporte sur la planche, d'après les esquisses, le site et les objets du terrain, levés en construisant les cheminements goniométriques. Ces opérations sont faites au crayon.

Après avoir reporté les points de base et le site, on doit faire trois copies sur calque: a) calque des altitudes, sur lequel on ne copie qu'en levant les points altimétriques; b) calque du site; c) calque-carnet d'observations sur lequel on note chaque jour le volume des travaux effectués, on porte les frontières du levé, on indique la date d'exécution des travaux, la surface levée, etc. Les calques des cotes et du site sont utilisés lors du traçage définitif du site et du relief.

Avant de s'en aller du terrain, il faut inscrire à l'encre dans le carnet de levé à la planchette les coordonnées et les cotes de tous les points de base pour qu'on puisse effectuer sur le terrain la vérification de l'exactitude de leur portée sur la planchette, si on en a besoin. On doit aussi vérifier les instruments, déterminer les constantes du stadimètre et effectuer la reconnaissance du terrain, au cours de laquelle sont recherchés tous les points de base et est déterminé l'ordre des opérations.

Levé planimétrique. Le levé planimétrique du terrain se fait, de règle, par procédé polaire avec détermination des distances station — mire à l'aide du stadimètre de l'alidade. La méthode de choix des points de mire est la même qu'employée au levé tachéométrique, mais on ne mesure plus l'angle polaire, en traçant directement l'alignement sur le point levé, dont l'image est portée, suivant l'échelle, sur la planche. Ayant joint les points levés, on obtient l'image du site à lever. Si les angles d'inclinaison sont plus grands de 3°, on introduit dans la distance déterminée au stadimètre la correction de réduction de la ligne à l'horizon.

Les distances à lever ne doivent pas dépasser 100 m à l'échelle de 1/2000, et 150 m à l'échelle de 1/5000. Certains points du site peuvent être levés par procédé d'intersection à trois points intersectés au moins à condition que les lignes extrêmes se coupent sous un angle de 30° au minimum. De plus, les longueurs des lignes ne doivent pas dépasser 400 m à l'échelle de 1/5000 et 200 m à l'échelle de 1/2000.

Les lignes du site semblent droites à l'œil, les points de mire peuvent être placés tous les 50 m au moins à l'échelle de 1/2000 et tous les 100 m à l'échelle de 1/5000.

Levé altimétrique. Le levé altimétrique est effectué en même temps que le levé planimétrique. Pour déterminer les différences de niveau, outre les distances, on mesure aussi l'angle vertical. Les angles d'inclinaison sur les points de mire sont mesurés à

une seule position du cercle vertical, le plus souvent au cercle à gauche, qui est plus commode pour tracer les directions suivant le biseau de la règle-alidade. Les lectures sont faites sur un seul vernier si l'excentricité de l'alidade du cercle vertical est de 2′ maximum. Pour mesurer l'angle d'inclinaison, la croisée des traits du réticule de la lunette est dirigée sur le repère porté sur la mire à la hauteur, égale à celle de l'instrument ; la nivelle de l'alidade du cercle vertical doit être bien bullée en effectuant la lecture sur le cercle vertical. L'angle d'inclinaison et la différence de niveau sont déterminés identiquement au levé tachéométrique. Connaissant la cote de la station, on y ajoute la dénivellation calculée et on obtient le repère du point de mire, qu'on inscrit sur la planchette à proximité des points correspondants, arrondi jusqu'à 0,1 m (à une hauteur de section de 1 m au minimum).

Les lectures effectuées à l'aide d'un télémètre et d'un cercle vertical, ainsi que les différences de niveau et les cotes calculées d'après elles, sont portées dans un carnet identique au carnet du levé tachéométrique, dans lequel la colonne « Cercle horizontal » est ajoutée en plus.

Les distances instrument — points de mire ne doivent pas dépasser les limites, indiquées dans la table 26. Suivant les repères des points de mire, on mène les courbes de niveau par procédé d'interpolation. Cette opération se fait absolument sur le terrain.

§ 163. POINTS INTERMÉDIAIRES

Le levé de détails, de règle, est effectué à partir des points de base, dont la position sur la planchette est déterminée auparavant. A ceux-ci se rapportent les lieux de triangulation, de polygonation, des cheminements goniométriques altimétriques et les points du réseau géométrique. Mais il arrive souvent que la présence de ces points n'est pas suffisante pour lever tout le terrain donné. Dans ces cas, on a recours aux points dits intermédiaires. Les points intermédiaires sont choisis de telle sorte qu'on puisse lever à partir d'eux les détails qui n'ont pu être levés à partir des points principaux. Le point intermédiaire peut être déterminé par construction d'un cheminement à la planchette et calcul du problème d'un quatrième point (problème de Pothenod).

Détermination d'un point intermédiaire par cheminement à la planchette. On place l'instrument au point, dont la position est déterminée sur la planchette. Ensuite, il faut orienter la planchette et placer la mire sur le point intermédiaire qu'on vise, et tracer la ligne sur laquelle est portée la distance mesurée avec un télémètre.

Pour déterminer les dénivellations, on mesure l'angle vertical au point intermédiaire à deux positions du cercle vertical. Ayant repéré au crayon la position du point sur la planchette, on trans-

porte l'instrument au point intermédiaire. Ayant stationné l'instrument, il faut orienter la planchette sur la station précédente suivant l'alignement et vérifier la position du point intermédiaire par repérage inverse en visant sur un jalon quelconque, si c'est possible. On installe la mire sur la station précédente, et on vérifie à l'aide d'un télémètre la distance déjà obtenue, et, ayant mesuré l'angle vertical à la station précédente à deux positions du cercle, on calcule la dénivellation inverse. Si l'écart entre les différences de niveau directe et inverse est admissible, la moyenne arithmétique sert de dénivellation définitive d'après laquelle est calculée la cote du point intermédiaire. Ayant vérifié ainsi la position et la hauteur du point intermédiaire, il faut piquer ce point, le prendre en rond et inscrire sa cote sur la planchette.

Si le terrain est couvert (par exemple, une route dans un bois), on peut déterminer la position sur la planchette d'une suite de points intermédiaires le long d'une route ce qui permet de lever et de niveler toute la route. La longueur des cheminements à la planchette ne doit pas dépasser 800 m à l'échelle de 1/5000, et 400 m à l'échelle de 1/2000. Pour contrôler la construction d'un tel cheminement, il faut le fermer ou le construire entre les points, dont la position et les cotes sont connues à l'avance. L'écart de fermeture linéaire obtenu ne doit pas dépasser 0,8 mm sur le plan. L'écart de fermeture admissible est compensé par procédé de compensation des longueurs (voir § 91).

Problème de Pothenod. Si sur le terrain sont donnés trois points dont la position est déterminée sur la planchette, on peut, d'après eux, déterminer un quatrième en se plaçant avec l'instrument au point à déterminer.

C'est un problème classique ayant beaucoup de résolutions, étant très important dans la géodésie. La résolution analytique de ce problème a surtout une grande importance. Nous n'énumérerons ici que les procédés simplifiés de résolution graphique du problème sur la planchette.

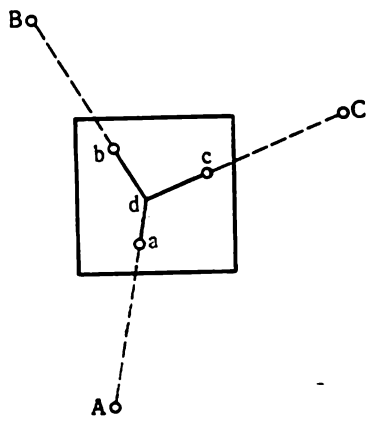


Fig. 291

Procédé du point approché. Ayant stationné la planchette sur le terrain au point intermédiaire *d* (fig. 291), on oriente la planchette à boussole. La planchette calée, il faut viser sur *A* moyennant le point *a*, sur *B* moyennant le point *b*, sur *C* moyennant le point *c*, et tracer des droites dans les directions *Aa*, *Bb* et *Cc*. Si ces droites se croisent sur la planchette en

un seul point *d*, la planchette est orientée correctement et le problème est résolu : le point *d* sera le point recherché. Dans le cas contraire, au lieu d'un point, les trois lieux forment un petit triangle appelé chapeau. La position du point recherché est déterminée à l'estime par rapport au chapeau et on répète l'orientation, non plus à la boussole, mais à l'alignement, en posant le biseau de la règle-alidade au point désigné et à l'un des trois lieux le plus éloigné du point recherché, et on trace de nouvelles directions. Si le point moyen a été bien déterminé, les lignes tracées se croiseront en un point. S'il s'est formé un nouveau chapeau, ces mêmes opérations sont répétées jusqu'à ce que les trois lignes de visée se croisent en un seul point.

Procédé de Bolotov. Ayant stationné l'instrument au point intermédiaire, on n'oriente pas la planchette, mais on y place dessus une feuille de papier transparent (calque, etc.). Ayant fixé une telle feuille sur la planchette, on y marque un point quelconque *m* et, visant successivement sur *A*, *B* et *C* moyennant le point *m*, on trace trois lignes *mA*, *mB* et *mC* (fig. 292), après quoi on déplace la feuille de telle sorte que la ligne *mA* passe simultanément par le point *a*, la ligne *mB* par le point *b*, et la ligne *mC* par le point *c* de la planchette. L'opération accomplie, on pique le point *m* sur la planchette ; ce sera le point recherché. Ayant posé le biseau de la règle-alidade au point obtenu et à l'un des trois points donnés, il faut orienter la planchette suivant l'alignement et vérifier l'orientation aux deux autres points donnés.

La résolution de ce problème est basée sur la supposition qu'il n'y a pas d'importance à quel point du papier transparent on trace les trois lignes aux points donnés sur le terrain.

Il est mieux de déterminer la position du point intermédiaire par repérage direct, car dans ce cas on aura la plus petite erreur, surtout lors d'un repérage favorable.

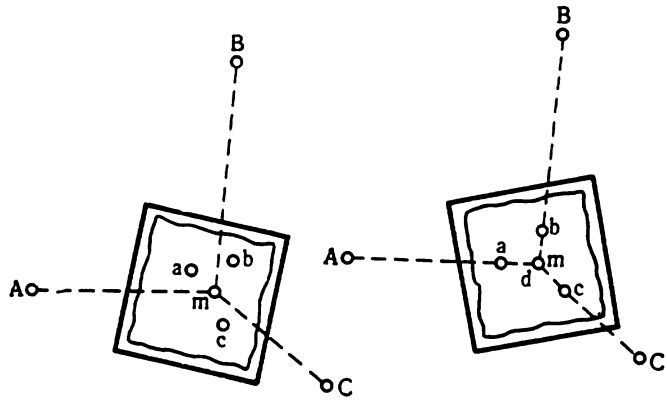


Fig. 292

Ayant déterminé la position du quatrième point par rapport aux trois points donnés, on y transmet la cote en visant de chacun de ces points donnés. Dans le cas d'écarts admissibles, on prend comme résultat définitif le résultat de la moyenne arithmétique des trois déterminations.

§ 164. AVANTAGES ET INSUFFISANCES DU LEVE A LA PLANCHETTE

L'avantage principal du levé à la planchette consiste à pouvoir contrôler ses résultats en les comparant avec le terrain. Le site et le relief ne sont pas représentés par contumace, comme dans la tachéométrie, mais directement sur le terrain, ce qui donne la possibilité à l'opérateur de représenter avec beaucoup de précision et complètement sur la planchette les lignes caractéristiques du site et du relief, complétant les indications de l'instrument par des observations personnelles. Le levé du site et du relief fait ensemble à l'aide d'une planchette est surtout utile sur de grandes surfaces à lever le terrain étant très mouvementé.

Cependant, il faut prendre en considération que le levé à la planchette exige un beau temps, sans pluie.

CHAPITRE XXI

PHOTOGRAMMÉTRIE

§ 165. PHOTOTOPOGRAPHIE AÉRIENNE. GÉNÉRALITÉS

La phototopographie aérienne est un des procédés du levé topographique le plus fécond. Les photographies aériennes prises à bord d'avion servent à établir un photoplan ou un plan topographique du terrain. Le premier donne la représentation photographique du terrain, l'autre le représente graphiquement en signes conventionnels. En phototopographie aérienne, les appareils de prise de vues (camera photographique spéciale) sont installés à bord d'un avion (fig. 293), et l'image du terrain est obtenue dans le plan focal de l'objectif de l'appareil, avec lequel coïncide l'émulsion sensible de la pellicule photographique.

La plupart des appareils récents de prise de vues aérienne fonctionnent automatiquement, étant munis d'un dispositif qui permet le fonctionnement automatique de l'obturateur à un temps déterminé (chronodéclencheur). Après chaque ouverture de l'obturateur le film se déplace automatiquement d'une bobine sur l'autre. L'appareil photographique aérien est installé dans la cabine de l'avion sur un support spécial, permettant d'effectuer de petites inclinaisons et les rotations de l'appareil autour de ses axes hori-

zontal et vertical, ainsi que d'amortir ses oscillations. Un dispositif de commande, reliant le moteur de la cabine noire au réseau électrique de l'avion, sert à mettre en marche ou arrêter le fonctionnement de l'appareil photographique.

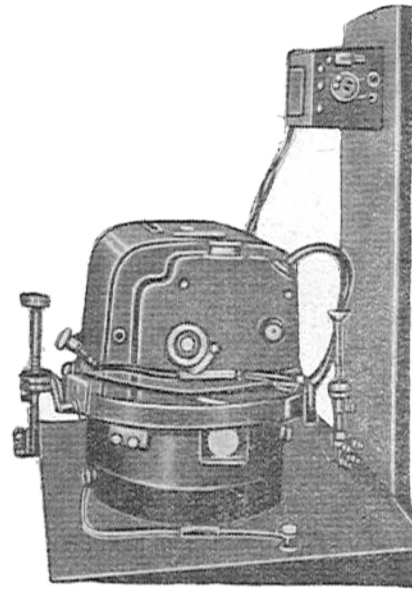


Fig. 293

Selon la position de l'axe optique de l'appareil photographique, on distingue la prise de vues verticales et la prise de vues obliques, l'état actuel de la technique ne permettant pas encore de maintenir rigoureusement la verticalité de l'axe optique de la chambre noire. Si son angle d'inclinaison à partir de la verticale n'est plus de 3°, les clichés et les photographies aériennes, obtenus par tirage à contact, sont appelés verticales. La photographie aérienne est appelée oblique si l'axe du camera de prise de vues est incliné, l'angle d'inclinaison étant donné d'avance.

Lorsqu'il s'agit d'obtenir une vue aérienne verticale d'une surface de terrain à lever, l'avion se déplace en choisissant des bandes de terrain qui sont photographiées par vues successives se recouvrant l'une l'autre (fig. 294).

On distingue le recouvrement longitudinal, c'est-à-dire le recouvrement des clichés successifs le long d'une même bande, et le recouvrement latéral, c'est-à-dire celui d'une bande sur l'autre. Les recouvrements longitudinal et latéral sont nécessaires pour qu'il n'y ait pas d'espace non levé. Ils sont aussi nécessaires afin de permettre un assemblage correct et une utilisation des vues pour l'examen stéréoscopique. En général, le recouvrement longitudinal dans le sens des bandes est de 60% environ, et le recouvrement latéral d'une bande sur l'autre de 30 à 40%.

Lorsqu'il s'agit de photographier un terrain, l'avion est équipé, de différents appareils de navigation aérienne à l'aide desquels l'équipage peut maintenir l'avion à l'altitude voulue et au cap donné. L'avion se déplace suivant les indications de l'opérateur qui effectue le levé aérien et observe le fonctionnement des appareils. Pour qu'il n'y ait pas de dérive, on choisit d'avance un nombre de repères naturels ou artificiels très bien vus du bord de l'avion.

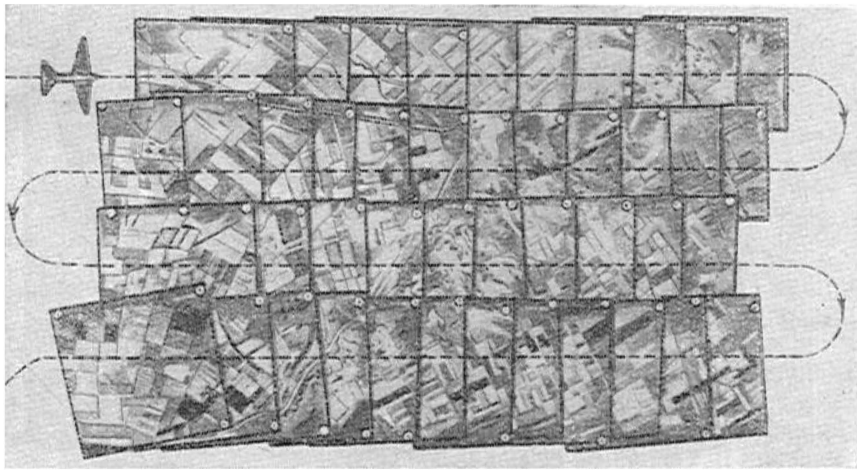


Fig. 294

La mission photogrammétrique comprend la prise de vues à intervalles à temps égaux, l'avion volant horizontalement en ligne droite et à altitude constante afin que l'échelle du levé soit la même. La ligne suivant laquelle se déplace l'avion ne doit pas être inclinée vers l'horizon plus de 3°. L'avion doit aussi conserver d'une manière constante son cap, la dérive due aux courants atmosphériques étant tout de suite corrigée.

La prise de vues s'effectue seulement quand l'avion vole horizontalement en ligne droite. Lorsqu'on change de bande ou on fait des virages, l'inclinaison atteignant une grandeur considérable, on cesse de photographier.

Le levé effectué, les films sont tout de suite développés dans un laboratoire mobile de photographie et on commence à tirer des photographies aériennes (tirage à contact), après quoi on procède à l'assemblage des vues. Dans ce cas, on dresse un tableau d'assemblage en recouvrant successivement les vues le long d'une même bande et on les fixe par des punaises (fig. 294). On vérifie ainsi la qualité des photographies aériennes. Les défauts de recouvrement découverts sont corrigés à la suite des vols suivants.

Le tableau d'assemblage est photographié à une petite échelle, après quoi les photographies aériennes sont rattachées au réseau géodésique de base en recherchant sur les vues aériennes et sur le terrain des points qui peuvent servir de repères (croisement de routes, angles des terres arables, des fossés, etc...). Ces points sont désignés sur le terrain et rattachés aux points géodésiques ; on transmet à partir des points géodésiques les coordonnées et les cotes des repères. Au bureau on utilise les résultats du rattachement quand on procède à l'étude des photographies.

§ 166. PHOTOGRAPHIE AÉRIENNE

La photographie aérienne présente de tels détails que ne peut fournir n'importe quel plan ou carte. La distinction des objets sur la photographie aérienne se révèle par répartition de la lumière et de l'ombre, ce qui permet de les reconnaître.

Lorsque le terrain est plat, la vue aérienne verticale peut être utilisée comme plan.

Un plan est, par définition, la projection du terrain sur un plan horizontal. Or, une photographie est perspective conique du terrain et le centre optique *O* (fig. 295) de l'objectif est le centre de perspective, la plaque *ab* ou bien la pellicule qui la remplace, étant le plan de projection, et les rayons lumineux directs *AOa*, *BOb* les rayons de projection. Quant au plan du terrain, il représente une projection orthogonale. Une telle projection est obtenue sur le plan lors de la projection si les points du terrain sont projetés suivant des droites perpendiculaires à ce plan.

Dans un cas particulier les deux projections, centre de perspective et la projection orthogonale, donnent des images identiques. Si le terrain levé est plat et l'axe optique de l'appareil est vertical par rapport au terrain, la photographie aérienne n'est autre que le photoplan du terrain.

Lorsque le relief du terrain est très varié ou l'axe optique de l'appareil n'est pas vertical, l'image *ab* n'est plus semblable à la figure *AB* du terrain (fig. 295).

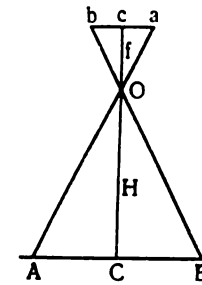


Fig. 295

§ 167. ECHELLE DE LA PHOTOGRAPHIE AÉRIENNE

Lorsque l'axe de prise de vues est vertical (fig. 295) l'échelle de la photographie sera :

$$\frac{ab}{AB} = \frac{f}{H} = \frac{1}{H:f} = \frac{1}{m}, \qquad \text{(XXI.1)}$$

f étant la distance focale du caméra noir, H l'altitude à laquelle est faite la prise de vue et m le dénominateur de l'échelle numérique. Donc, *l'échelle de la photographie aérienne verticale d'un terrain plat est le rapport entre la distance focale du camera noir et l'altitude de la prise de vues.* Dans ce cas f et H sont des constantes ; l'échelle d'une telle photographie aérienne est de même constante, c'est-à-dire invariable pour n'importe laquelle de ses parties.

On voit donc qu'à une altitude donnée l'échelle de la photographie aérienne est d'autant plus grande que la distance focale

de la chambre noire est grande, et à une distance focale donnée l'échelle est d'autant plus grande que l'altitude de la prise de vues est petite (formule XX.1).

Connaissant l'altitude de la prise des photographies H et la distance focale f, il est facile de déterminer l'échelle. Soit $f=20$ cm, $H=2000$ m ; l'échelle numérique de la photographie aérienne sera alors :

$$\frac{1}{m}=\frac{f}{H}=\frac{20}{200\,000}=\frac{1}{10\,000}.$$

Si l'altitude à laquelle sont prises les vues est inconnue, on peut déterminer l'échelle de la photographie aérienne en mesurant la distance ab entre deux points quelconques de la photographie aérienne et la distance AB entre les points correspondants du terrain. Si, par exemple, $ab=5$ cm et $AB=1000$ m, on a :

$$\frac{1}{m}=\frac{5}{100\,000}=\frac{1}{20\,000}.$$

Si on peut trouver sur la photographie aérienne deux points la distance entre lesquels sur le terrain est connue ou elle peut être déterminée à l'aide d'une carte, le problème devient plus simple. L'échelle étant déterminée, on peut se servir du photoplan dans des buts de mesures.

§ 168. DÉFORMATIONS LINÉAIRES D'UNE PHOTOGRAPHIE AÉRIENNE DUES À LA NON-VERTICALITÉ DE L'AXE DE PRISE DE VUES ET AU RELIEF DU TERRAIN

En raison de la non-verticalité de l'axe de prise de vues. Lorsque l'axe optique de l'appareil au moment de son déclenchement n'a pas été vertical, il y a une déformation linéaire de la photographie par rapport à la projection orthogonale du terrain à lever.

L'échelle est donc variable d'un point à un autre de la photographie. De plus, il y a des défauts pouvant résulter du changement de l'altitude du vol. C'est pourquoi les échelles des différentes photographies aériennes prises au cours d'un même vol sont différentes et varient selon l'altitude. Pour éliminer ces déformations il suffit d'opérer un redressement de la photographie aérienne, c'est-à-dire une transformation de l'image photographique en une image semblable au terrain à lever (projection orthogonale). Au cours de la transformation faite par agrandissement ou par diminution des images les photographies aériennes sont simultanément ramenées à une seule échelle. La transformation des photographies aériennes est effectuée soit à l'aide d'appareils spéciaux appelés redresseurs, soit graphiquement.

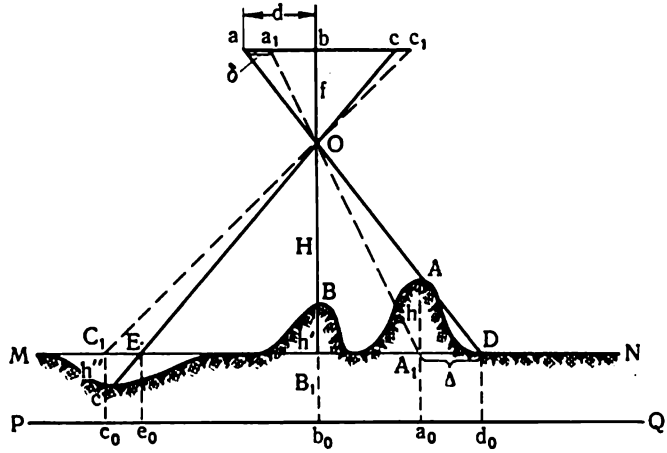


Fig. 296

En raison du relief du terrain. Les déformations dues au relief ont lieu même sur un photoplan horizontal et elles sont d'autant plus considérables que le terrain est plus accidenté. Soit un terrain à deux monts *A* et *B* et à une vallée *C*, le centre de l'objectif *O* et le point *B* du terrain se trouvant sur une même ligne verticale (fig. 296). Le rayon *BOb*, perpendiculaire au plan de la photographie aérienne *ac*, est l'axe optique du camera noir. Soit *b* l'intersection de l'axe optique avec le plan de la photographie aérienne appelé point central ou point nadiral de la photographie aérienne ; ce point se trouve approximativement à l'intersection des droites reliant des repères spéciaux, fixés automatiquement sur le cliché au moment de la photographie. Le point nadiral de la photographie aérienne est le seul auquel il n'y aura pas d'erreur due au relief. La hauteur *h'* du mont au point *B* n'a aucune influence sur la position de l'image *b* de ce point sur la vue aérienne. Si *h'* est égal à 0, le point correspondant B_1 sur le terrain plat serait représenté en ce même point *b* de la photographie aérienne. Si pour ces points $h=h''=0$, leurs images seraient déformées, sur la photographie aérienne aux points a_1 et c_1. Les points *A* et *D* du terrain ont une projection perspective conique commune au point *A* de la photographie aérienne, tandis que leurs projections orthogonales a_0 et d_0 sur un plan quelconque sont différentes. On voit donc que la déformation δ de l'image du point est d'autant plus grande que le relief est plus accidenté et que le point photographié se trouve à une plus grande distance du point nadiral de la photographie (fig. 296).

On a donc les triangles A_1OD et a_1Oa étant similaires :

$$\frac{\delta}{\Delta} = \frac{f}{H}. \qquad (a)$$

Des triangles aOb et A_1AD on a :

$$\frac{\Delta}{h} = \frac{d}{f}. \qquad (b)$$

Multipliant les termes de droite et de gauche des égalités (a) et (b), on a :

$$\frac{\delta}{h} = \frac{d}{H},$$

d'où

$$\delta = \frac{hd}{H}. \qquad (XXI.2)$$

La déformation de l'image du cliché due au relief du terrain est directement proportionnelle à la dénivellation h par rapport au niveau admis MN et à la distance d du point a de la photographie aérienne verticale par rapport à son point nadiral b.

Au point nadiral $d=0$. Dans ce cas, nous avons : $\delta=0$, indépendamment de la grandeur h, c'est-à-dire indépendamment du relief du terrain (XXI.2).

On voit que plus H est grand, plus la déformation due au relief du terrain est petit. Les déformations seront les plus petites lorsque le plan MN, à partir duquel est mesurée l'altitude de prise de vues occupera la position médiane de l'altitude par rapport aux points du terrain.

Si le terrain est plat et $h=0$, δ sera égal à 0 indépendamment de l'altitude de prise de vues, c'est-à-dire que dans ce cas la photographie aérienne verticale pourra servir de plan. La partie centrale de la photographie aérienne, dans les limites de laquelle les déformations ne sortent pas de la limite admissible, peut être déterminée d'après la formule (XXI.2) :

$$d = \frac{\delta H}{h}, \qquad (XXI.3)$$

d étant le rayon de la partie centrale.

Par exemple, si $\delta=0{,}4$ mm, $H=2000$ m et $h=\pm 20$ m, on obtient $d=140$ mm.

Les déformations dues au relief du terrain sont le résultat des différences entre la projection perspective conique et la projection

orthogonale. Afin de les éliminer, on a recours aux corrections nécessaires dans la position des points correspondants ou à l'aide de procédés spéciaux de transformation (zones altimétriques par exemple).

§ 169. RESTITUTION DES PHOTOGRAPHIES AÉRIENNES

Restituer une photographie aérienne, c'est apprécier les éléments du terrain représentés photographiquement. On distingue la restitution planimétrique et la restitution spéciale.

La restitution planimétrique est effectuée dans le but d'établir des plans topographiques et des cartes ; la restitution spéciale est effectuée dans d'autres buts, par exemple, dans des buts militaires, géobotaniques, géologiques, d'étude du sol, etc...

L'état actuel de la méthode de restitution ne permet pas toujours qu'on puisse apprécier la photographie aérienne au bureau. Il arrive souvent de reconnaître sur le terrain les divers objectifs représentés sur la photographie aérienne.

Lorsqu'on restitue des vues aériennes, on a recours aux propriétés géométriques des objets (formes et dimensions), aux propriétés optiques des objets, en particulier aux propriétés des objets de réfléchir une quantité différente de lumière tombant sur eux à la répartition de la lumière et de l'ombre, aux liaisons existant entre la nature et les objets et les phénomènes, et à des étalons spéciaux.

Tout objet est reconnu avant tout d'après sa forme. Si les dimensions des objets varient selon l'échelle de la photographie aérienne, leurs formes restent en général constantes. La forme ainsi que la dimension donnent la possibilité de reconnaître l'objet vu sur la photo. Par exemple, les lignes sinueuses représentent assez souvent un chemin vicinal ou forestier, les droites à courbures régulières — des routes, des chemins de fer ou des canaux. D'après les dimensions et la forme, on reconnaît les édifices principaux d'une agglomération.

En même temps que la forme et les dimensions, le ton de la vue photographique aide à découvrir les objets y étant représentés. Les différents objets de la surface terrestre réfléchissent une quantité différente de lumière tombant sur eux, ce qui provoque un degré différent de noircissement de la couche photosensible du cliché. Ainsi, par exemple, les rivières, les lacs, les marécages sont représentés, d'habitude, sur les photographies aériennes par un ton foncé, les sentiers se distinguent par des lignes fines gris clair, les chaussées sont claires, les chemins de fer beaucoup plus foncés. De plus un même objet peut être obtenu sur la photographie aérienne avec des teintes différentes selon son état, par exemple, l'herbe sèche est représentée d'un ton clair, l'herbe verte d'un ton foncé.

La distinction des formes sur une photographie aérienne est surtout bien soulignée par la combinaison de la lumière et de l'ombre.

S'il n'y a pas d'ombre, certains objets semblent plats. S'il y en a, la photographie aérienne prend une vue de relief vive.

Pour restituer une vue, il est important de savoir la liaison réciproque existant dans la nature, par exemple, entre la couverture du sol et la végétation, entre la végétation et les formes du relief, etc. La couleur et les teintes du sol sont exprimées par des tons différents, ce qui donne la possibilité de juger du type de sol. Utilisant les conformités à la loi de la disposition de la végétation, on peut déterminer d'après les photographies aériennes les éléments de la structure géologique de la surface terrestre.

Les photographies aériennes les plus caractéristiques qu'on a restituées sur le terrain sont sélectionnées en qualité d'étalons dans le but de comparer avec elles les autres photographies aériennes quand on procède à leur restitution au bureau. On en fait des albums-étalons. Chaque photographie aérienne dans un tel album est représentée en deux exemplaires : l'une est restituée et sur elle sont contournés et tracés à l'encre de Chine par signes conventionnels tous les objects, avec les inscriptions et descriptions nécessaires, l'autre ne donne que la vue photographique obtenue lors de la prise de vues.

Afin de restituer en détail une photographie et, en particulier, pour procéder à la restitution spéciale, il faut avoir des photographies aériennes prises à de grandes échelles de l'ordre de 1/5000 à 1/10 000, puisque les difficultés de restitution augmentent à une réduction de l'échelle.

La qualité de la restitution dépend aussi des conditions dans lesquelles est faite la prise de vue aérienne, de la qualité du matériel photographique, ainsi que du niveau professionnel de l'opérateur.

L'utilisation de la photographie aérienne en couleurs élargit les possibilités de la restitution au bureau des vues aériennes.

Appareils de restitution. La restitution au bureau est effectuée à l'aide de loupes afin de grossir les menus détails de la photographie aérienne. On utilise en général des loupes à grossissement 5.

Le stéréoscope (fig. 297), permettant de voir le modèle de l'étendue du terrain, apporte une grande aide à la restitution au bureau. Pour obtenir un modèle stéréoscopique, il faut avoir deux photographies consécutives formant couple, obtenues à partir de différents points de l'espace ; c'est pourquoi le recouvrement des photographies se fait de façon déterminée. La méthode stéréoscopique permet d'examiner sur les photographies aériennes la partie du territoire qui est dans la zone de recouvrement. Si on place devant les yeux de l'opérateur les photographies consécutives formant couple de telle manière que la photographie aérienne de gauche ne soit regardée que de l'œil gauche et celle de droite que de l'œil droit, la parcelle de terrain photographiée sera perceptée par l'opé-

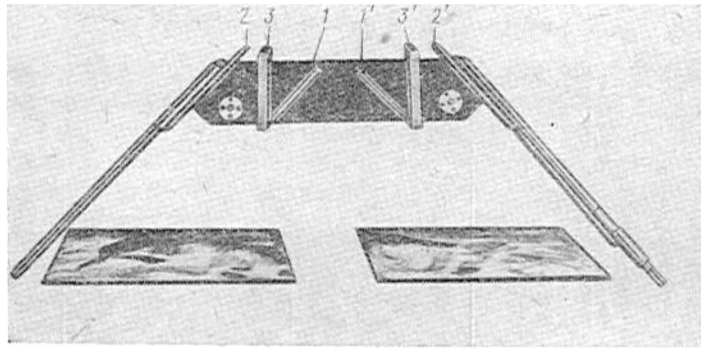


Fig. 297

rateur de façon stéréoscopique, c'est-à-dire on aura l'image plastique du terrain.

Mais le manque de pratique d'observation stéréoscopique à l'œil nu des objects photographiés rend cette opération assez délicate. Si on a un stéréoscope, ce problème est facilité.

L'ensemble optique du stéréoscope articulé ЛЗ (fig. 297) comprend quatre miroirs *1*, *1'*, *2* et *2'* entre lesquels sont disposées les loupes *3* et *3'* qui permettent d'examiner les photographies aériennes avec grossissement de 1, 4 à 2. Les vues aériennes sont placées sous les miroirs extérieurs de l'appareil (fig. 298). Si l'on regarde sur les miroirs intérieurs, sur les rétines de l'œil sont obtenues des projections perspectives coniques de l'objet observé qui, se réunissant, forme son image plastique.

Soient les images a_1, b_1, c_1 et a_2, b_2, c_2 les deux positions de mêmes points du terrain à l'instant de la prise des clichés de droite et de gauche. Observés à l'aide du stéréoscope ils se déplacent dans la position relative qu'ils occupaient au moment de la prise de vue (les points *A*, *B*, *C*).

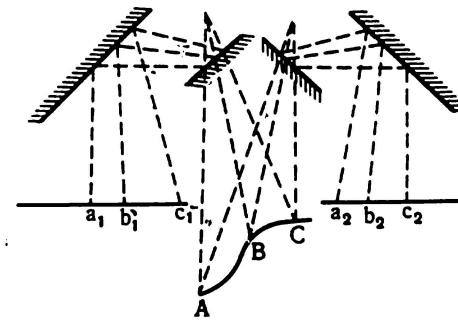


Fig. 298

§ 170. REDRESSEMENT DES PHOTOGRAPHIES AÉRIENNES

Lorsqu'on veut redresser les photographies aériennes, on utilise un appareil redresseur (fig. 299) dont les organes essentiels sont une chambre de projection (*1*) et l'écran (*2*). L'écran sert à varier l'échelle de l'image, la mise au point étant réglée automatiquement.

Le redressement nécessite néanmoins la connaissance de la position de quatre points du terrain par photographie (le plus simple procédé).

On a déjà vu que l'échelle n'est pas uniforme sur toute l'étendue de la photographie, c'est pourquoi la position de ces points est le plus souvent déplacée. Pour que leur projection sur l'écran soit juste, on utilise le procédé qui consiste à poser une feuille de papier sur l'écran, sur laquelle sont portés à l'échelle voulue les quatre points de base. En plaçant le cliché dans le magasin de rechange, on le projette sur l'écran. On voit que les mêmes points de projection et ceux de l'écran ne se coïncident pas d'abord. On peut les faire coïncider à l'aide de dispositifs spéciaux qui permettent d'incliner ou de tourner le cliché ou de faire incliner l'écran, ainsi que de varier la hauteur de l'objectif et du cliché au-dessus de l'écran. Lorsqu'on aura fait coïncider les points, il faut entrefermer l'objectif avec un filtre orange, placer sur l'écran un papier sensible, et effectuer l'exposition nécessaire. On obtient ainsi une photographie redressée équivalant à la photographie aérienne verticale et à l'échelle voulue.

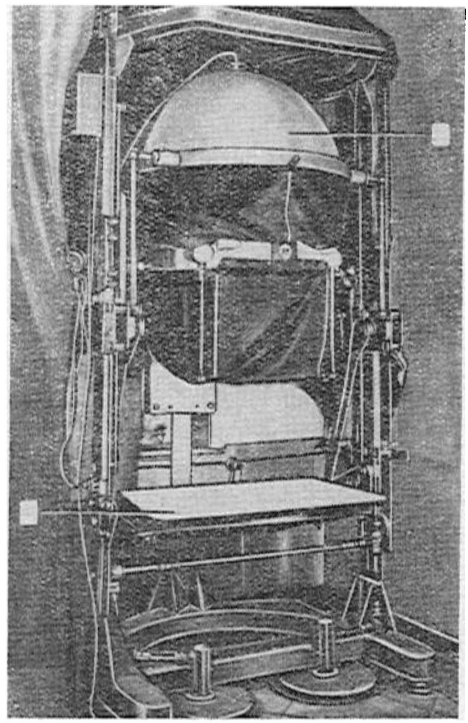


Fig. 299

Si le relief est important, le procédé de redressement se complique. On doit redresser la photographie plusieurs fois, chaque zone altimétrique à part de façon à pouvoir négliger les déformations dues au relief du terrain.

§ 171. ETABLISSEMENT DES PHOTOPLANS ET PHOTOSCHEMAS

Pour établir un photoplan, on porte sur une minute quadrillée tous les points de base qu'on a utilisés au redressement des vues. Les photographies aériennes redressées sont posées sur la minute de façon que leurs points de base homologues se coïncident, et on coupent ensuite les parties recouvrées. On peut donc remarquer qu'en dressant un photoplan on n'utilise que les parties centrales des photographies. Celles-ci collées de façon ininterrompue, forment un photoplan. Si l'on y trace à l'encre de Chine les frontières des biens en y portant les signes conventionnels, on obtient un plan après avoir gravé à l'eau forte la vue photographique.

Un photoschéma est l'assemblage, comme règle, des photographies consécutives non redressées. Les photoschémas, assemblés des photographies de contact, ayant des échelles différentes, sont incommodes. C'est pourquoi on tâche que les photoschémas soient dressés avec des photographies aériennes ramenées à l'échelle voulue qu'on obtient à l'aide du redressement approximatif.

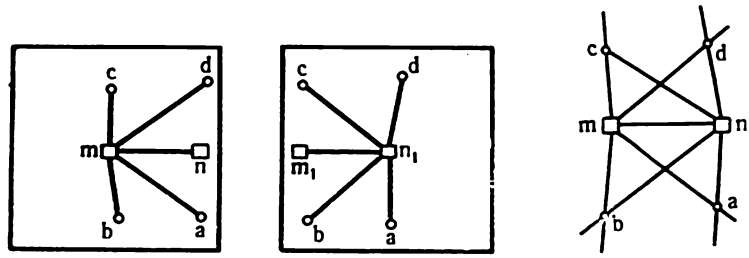
§ 172. PHOTOTRIANGULATION

Les points nécessaires au redressement des photographies aériennes sont déterminés par procédé dit « au papier calque ».

Le décalage des points en raison de la non-verticalité de l'axe de prise de vues aériennes et du relief du terrain altère la direction de la ligne sur la photographie. La construction de la phototriangulation est basée sur le fait que chaque photographie aérienne possède un point particulier auquel les déformations, dues à la non-verticalité de l'axe optique, sont nulles, le terrain étant plat. Ce point est appelé le point de déformations nulles. Il y a aussi un autre point caractéristique, dit point nadiral, auquel les déformations, dues au relief, sont aussi de même égales à zéro. Sur une photographie aérienne verticale les deux points coïncident avec son point principal.

Il est possible alors de déterminer la position sur plan des points de contour par intersections angulaires effectuées à partir des points principaux. Mais si les longueurs sont déformées, les angles à partir du point central de la photographie aérienne sont presque conservés. A noter : les angles à partir du point de déformations nulles ou du point nadiral sont toujours les mêmes.

Les déformations sont pratiquement négligeables si la déviation de l'axe optique de la verticale est moins de 2° ou les angles de pente du terrain sont moins de 3°. On pique sur chaque photographie son point central. On pique ensuite sur chaque photographie aérienne les points homologues du centre de la photographie précédente et de la photographie suivante. Le recouvrement des vues



A B

Fig. 300

étant de 60 à 65%, le sommet des angles indéformés de chaque photographie peut être toujours trouvé sur la photographie consécutive.

Considérons le point m (fig. 300, a) étant le sommet des angles non déformés sur la photographie de gauche et m_1 l'image de ce point sur la photographie de droite. L'image du point central n_1 de la photographie de droite sera le point n sur la photo de gauche. Ayant joint entre eux les points m et n et les points m_1 et n_1, on obtient deux bases dont les points origines sont les points m et n_1. Ayant tracé entre chaque point origine et les autres points homologues a, b, c, d se trouvant sur la bande de recouvrement de chaque photographie aérienne, on prend sur une feuille de papier la base arbitraire mn_1 (fig. 300, b) et on trace à l'aide d'un calque en partant des points m et n_1 les mêmes lignes que sur les photographies aériennes. On obtient alors sur la feuille de papier au point d'intersection des directions homologues la même position des points a, b, c, d mais à une échelle arbitraire. Ce procédé permet de réaliser dans l'intervalle des points géodésiques, un canevas photogrammétrique. Le canevas sera construit à l'échelle de la base.

Le canevas photogrammétrique à l'échelle arbitraire doit être réduit à l'échelle voulue et orientée. Afin de réaliser ce procédé, il faut que deux points du canevas soient des points de base, c'est-à-dire leurs coordonnées soient déterminées par procédé géodésique. Les points de base, de règle, doivent se trouver aux points extrêmes du canevas photogrammétrique.

§ 173. REPRÉSENTATION DU RELIEF DU SOL PHOTOGRAPHIE

Le relief du sol photographié est représenté suivant l'un des modes ci-après :

1. Plans expédiés. Cette méthode permet de combiner le

procédé de photogrammétrie et le levé topométrique (en général le levé à la planchette).

Le photoplan (ou la photographie aérienne obtenue) est fixé à la planche, et on détermine l'altitude des points caractéristiques du terrain photographié par nivellement trigonométrique ; la plus grande partie de ces points peut être choisie sur le terrain de telle manière qu'on les reconnaisse facilement sur le plan. L'angle vertical de ces points est mesuré en visant sur la surface du terrain la distance étant prise du photoplan. On n'a pas donc besoin de mires ni de points intermédiaires. C'est pourquoi le levé du relief à l'aide d'un photoplan exige deux fois moins de temps environ que le levé classique à la planchette.

2. Stéréophotogrammétrie aérienne. Le recouvrement des photographies d'une même bande étant de 60%, on peut restituer le modèle ou image plastique du terrain levé. L'opération peut être effectuée au bureau à l'aide d'un grand nombre d'appareils.

La restitution du relief s'opère suivant deux méthodes : la méthode de double projection et la méthode stéréoscopique.

Méthode stéréoscopique. Les courbes de niveau sont portées directement sur les photographies aériennes, comme dans le cas du levé sur terrain, mais les cotes des points caractéristiques sont calculées au bureau en effectuant les mesures nécessaires sur les photographies aériennes. On utilise alors le stéréoscope, le stéréocomparateur, le stéréomètre Drobychev et d'autres appareils.

Méthode de double projection. Les courbes de niveau sont tracées sur le papier à l'aide d'un dispositif mécanique relié avec une marque repère qui se déplace dans l'espace de l'image plastique. On emploie, dans ce cas, l'appareil multiplex, le stéréoplanigraphe, le stéréotopographe Romanovski, etc. On procède aussi, afin de construire une maquette en relief du terrain à l'observation en anaglyphes. Ce procédé est basé sur la coïncidence des images teintes en couleurs supplémentaires, rouge et verte ou orange et bleu. L'opérateur muni de lunettes en anaglyphes voit une image en relief, tous les points homologues coïncidant à un même point.

Le procédé anaglyphique est utilisé dans l'appareil multiplex, dont on a besoin quand on effectue l'aérophotogrammétrie à des petites échelles.

§ 174. STÉRÉOTOPOGRAPHIE TERRESTRE

Les prises de vue sont faites en même temps que les opérations de canevas à l'aide d'un phototh éodolite (fig. 301), c'est-à-dire un théodolite portant une camera photographique. La camera est pourvue d'un objectif de haute qualité et d'un cadre

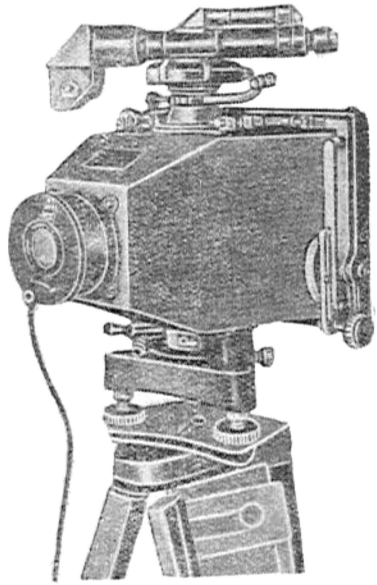


Fig. 301

amovible, dans lequel est introduite une plaque ou une pellicule sensible de 13×18.

Le cadre porte les repères dentelés ou troués de coordonnées. Ces repères ainsi que la marque indiquant la distance focale de l'objectif, égale à 20 cm environ, se reproduisent sur le cliché. L'emploi de telles chambres métriques permet de définir le centre du cliché, par lequel passe l'axe optique de l'objectif (au croisement des lignes joignant ces traits de repères). Le croisement coïncidant avec le point duquel est abaissée la perpendiculaire du centre de l'objectif sur le plan du cadre, celui-ci n'est autre que le point principal de la photographie. Par conséquent, le point initial des coordonnées portées sur la photographie doit coïncider avec son point principal.

Soient deux stations S_1 et S_2 de la base B, auxquelles est installé le photothéodolite (fig. 302). Les stations S_1 et S_2 étant les points extrêmes de la base B, la position des axes optiques des chambres noires par rapport à la base peut être différente, mais le plus souvent on suppose dans la pratique que les axes soient horizontaux et perpendiculaires à la base (cas des axes normaux) ou uniformément déviés à partir de la base dans l'une ou l'autre direction. Si l'on considère que le centre de l'objectif de gauche soit le point initial des coordonnées de ce couple de photographies, on peut déterminer trois coordonnées spatiales X, Y, Z de ce point dans le système de coordonnées, dit système photogrammétrique, la distance focale f de l'objectif, la longueur de la base B et les coordonnées x_1 et z_1 de la photographie de gauche d'un point quelconque M du terrain étant connues.

Soit l'axe des Y représenté dans ce système par la direction de l'axe optique, l'axe des X par la ligne horizontale, perpendiculaire à l'axe des Y (dans un cas particulier l'axe des Y coïncide avec la base, si celle-ci est horizontale), l'axe des Z par la ligne verticale qui passe par le centre de l'objectif. Pour calculer ces trois coordonnées spatiales de différents points du terrain par rapport au centre de l'objectif de gauche, il faut mesurer sur les deux clichés et pour chaque point, la différence des abscisses ainsi

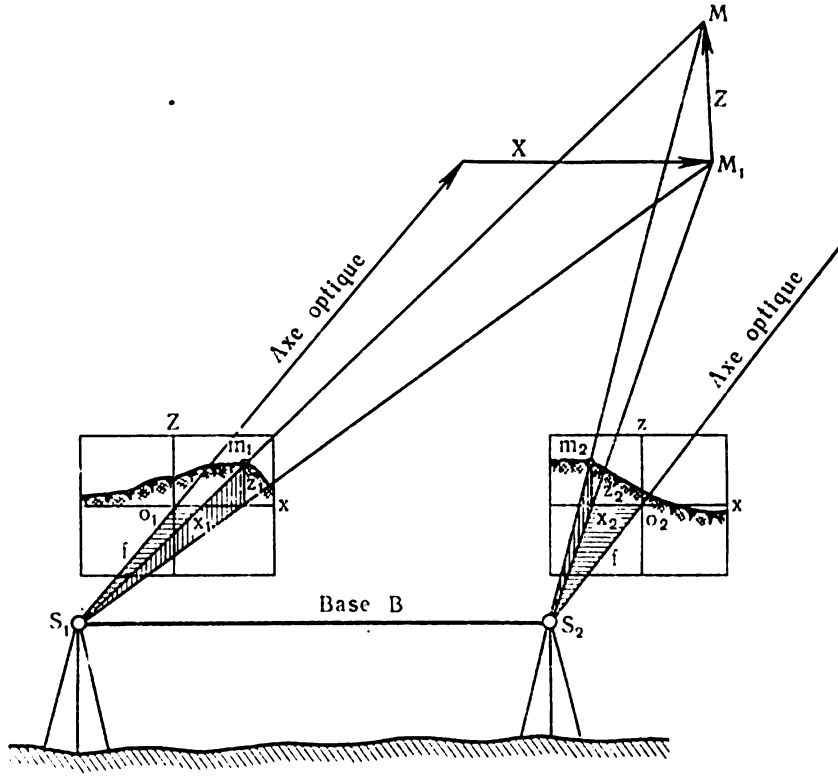


Fig. 302

que la coordonnée z_1 du cliché de gauche. Dans le cas d'axes normaux, on a (fig. 303):

$$\frac{Y}{f} = \frac{B}{p},$$

où la différence

$$x_1 - x_2 = p \qquad \text{(XXI.4)}$$

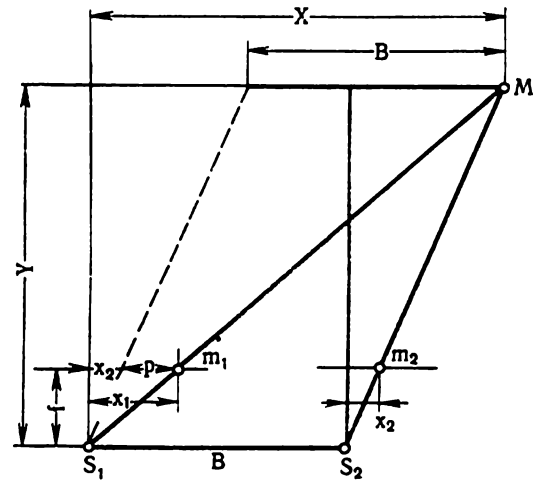


Fig. 303

est appelée parallaxe linéaire du point spatial M. On a donc (fig. 303) :

$$\frac{X}{x_1}=\frac{Z}{z_1}=\frac{Y}{f}=\frac{B}{p},$$

d'où

$$\left.\begin{aligned} X&=x_1\frac{B}{p}\\ Y&=f\frac{B}{p}\\ Z&=z_1\frac{B}{p}\end{aligned}\right\}. \qquad \text{(XXI.5)}$$

Les quantités p, x_1, z_1 doivent être mesurées à l'aide d'un stéréocomparateur. Examinant les deux clichés, on obtient une maquette en relief du terrain, sur les points de laquelle on vise successivement la marque repère du stéréocomparateur et on relève pour chaque point sur le tambour de la vis des parallaxes p compte tenu de l'échelle des coordonnées x_1 et z_1. Ayant calculé les coordonnées (XXI.5), on peut reporter le point sur le plan par rapport au système photogrammétrique des coordonnées de la base donnée.

Pour établir un plan d'ensemble toutes les bases doivent être rattachées entre elles, et pour chaque point de stationnement de gauche, on doit déterminer les coordonnées et l'azimut ou le gisement de l'axe optique dans le système géodésique des coordonnées. Mais le calcul des coordonnées spatiales de différents points serait une affaire trop lente et minutieuse. C'est pourquoi en effectuant un levé stéréotopographique, on est obligé de mécaniser l'étude au bureau.

Stéréotopographes et stéréoplanigraphes. Afin d'obtenir la maquette en relief du terrain, on pointe la marque repère de l'appareil sur les points caractéristiques de la maquette en déterminant automatiquement la position du point correspondant du terrain à l'échelle voulue sur la minute fixée à la table de l'appareil. Si la marque repère suit sur la maquette la ligne joignant les points de même altitude, le crayon filera sur le plan une courbe de niveau correspondante. Afin de vérifier le levé, il faut avoir une quantité suffisante de points géodésiques de contrôle. Comparant les coordonnées de tels points, obtenues par mesures géodésiques, avec les coordonnées de ces mêmes points, calculées d'après les résultats des mesures faites sur les photographies, on peut juger de la qualité du levé.

Le levé stéréotopographique terrestre peut être effectué à n'importe quelle échelle à partir du 1/20 jusqu'au 1/50 000. Plus l'échelle est grande, plus doit être petite la distance Y camera noire — objets levés. La précision du levé augmente avec l'augmentation de la longueur de la base, mais, respectivement à cela, diminue la surface utile couverte par les photographies. La table 29 représente approximativement les quantités de Y et de B pour certaines échelles.

Table 29

Echelle	$Y_{max.} - Y_{min.}$ (m)	B (m)
1/1000	300—60	15
1/5000	1500—300	75
1/10 000	3000—600	150

Lorsqu'on effectue un levé stéréotopographique terrestre, les opérations sur le terrain représentent environ 25% de tous les travaux, le reste du temps étant occupé par l'étude des données au bureau ; au contraire, le levé à la planchette n'a presque pas besoin d'études au bureau, toute l'opération étant exécutée sur le terrain.

Lorsqu'on effectue la reconnaissance du terrain peu accessible à relief très accidenté, il est recommandé d'utiliser la stéréotopographie terrestre, l'implantation d'un tracé sur le terrain étant assez délicat.

La stéréotopographie terrestre est aussi précise que le levé à la planchette et permet d'effectuer l'étude des couples de photographies n'importe quand et à des buts pratiques différents. Ces couples donnent la possibilité d'implanter le tracé directement d'après son modèle.

La stéréotopographie terrestre peut être employée à l'étude de la déformation des constructions due à la charge admissible et à la température, surtout lorsque ces constructions sont inaccessibles pour y faire des mesures directes. L'installation est photographiée plusieurs fois à partir des mêmes points à des charges et des températures différentes. Ensuite, à l'aide d'un stéréocomparateur, on détermine les coordonnées des mêmes points de la construction et d'après leurs variations, on trouve la grandeur de la déformation et son comportement.

CHAPITRE XXII

LEVÉS ET NIVELLEMENT DE PETITE PRÉCISION

§ 175. NIVELLEMENT BAROMÉTRIQUE. PRINCIPE ET EMPLOI

Le nivellement barométrique est basé sur la densité de l'air et, par conséquent, sur la hauteur de la colonne mercurielle équilibrée par l'air, c'est-à-dire sur l'abaissement de la colonne barométrique à mesure qu'on s'élève dans l'atmosphère. Par suite, les variations de la pression atmosphérique aux deux différents points peuvent nous fournir leurs différences de niveau. La formule suivante peut être employée pour mesurer la dénivellation :

$$H_2 - H_1 = 18\,470 \left[1 + 0{,}0037 \left(\frac{t_1 + t_2}{2} \right) \right] (\lg B_1 - \lg B_2), \quad \text{(XXII.1)}$$

H_1 et H_2 désignant successivement la hauteur du premier et du second points considérés ; 18 470 — la constante ; 0,0037 — le coefficient de température ; B_1 et B_2 — les hauteurs de la colonne barométrique à ces mêmes points (bien vérifiées).

Cette formule dite la formule hypsométrique simplifiée présume, que la pression atmosphérique et le poids spécifique sont pris au niveau de la mer et à la latitude égale à 45°, l'humidité de l'air étant exclue.

Si $B_1 = 762$ mm (pression atmosphérique moyenne au niveau de la mer), on calcule approximativement B_2 par rapport à la hauteur de la mer, en supposant que la pression atmosphérique à la hauteur de la mer est bien égale à 762 mm (B_1) et la température au premier point est la même qu'au point à mesurer. En réalité, cette supposition peut être fausse.

Autrement dit, la formule donnée ci-dessus est utilisable seulement pour les points placés sur la même verticale et mesurés à un moment donné. C'est pourquoi, en effectuant les mesures, on doit noter, outre la température et la pression atmosphérique, l'heure des mesures ce qui permet de compenser convenablement le calcul des différences de niveau (compensations dues à la variation de la température et de la pression atmosphérique).

§ 176. INSTRUMENTS DE NIVELLEMENT BAROMÉTRIQUE

La pression atmosphérique peut être mesurée :
soit avec un baromètre à mercure,
soit avec un baromètre anéroïde,
soit avec un barographe,
soit avec un thermomètre hypsométrique.

Afin de mesurer la température, on utilise le thermomètre et le thermographe, et l'heure — la montre. La différence de niveau peut

être mesurée avec un baromètre orométrique ou un baromètre altimétrique.

Le baromètre à mercure est un instrument de très grande précision, mais il est peu transportable et, à cause de sa fragilité et de ses grandes dimensions, peu utilisé en topographie. Généralement, il est utilisé au bureau afin de vérifier les baromètres anéroïdes ou à une station pour effectuer des mesures de précision nécessaires.

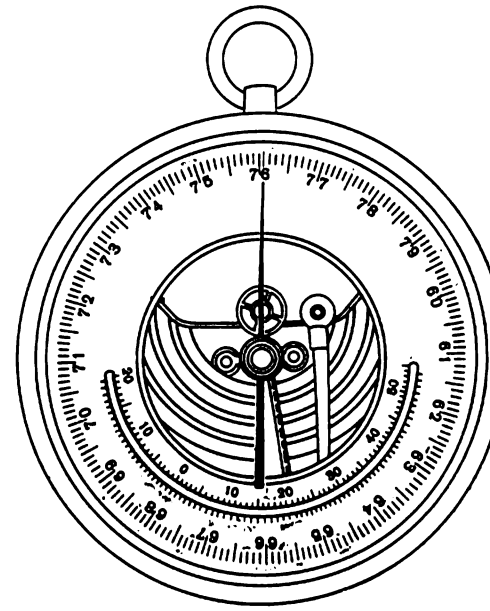


Fig. 304

Le baromètre anéroïde (fig. 304) est constitué principalement d'une boîte en métal hermétiquement close dont l'une des faces est flexible. Les variations de la pression atmosphérique impriment à cette face des flexions qui sont transmises à une aiguille mobile devant un cadran gradué en millimètres de mercure. L'instrument est muni d'un thermomètre placé dedans, servant de mesurer la température du baromètre anéroïde. Pour exclure l'influence de brusques changements de température, on le met dans un étui fermé qu'on ouvre seulement pendant l'observation. C'est un instrument portatif et bien transportable ; on le conserve et transporte en position horizontale, l'échelle dessus.

Afin d'effectuer l'enregistrement continu de la pression atmosphérique, on utilise un appareil autoscripteur appelé barographe, employé, comme baromètre à mercure, à effectuer les observations en station.

La hauteur d'un point quelconque peut être déterminée à l'aide de la température d'ébullition de l'eau. Plus la pression est grande, plus la température d'ébullition est haute, et vice versa. Ayant mesuré la température d'ébullition de l'eau, on peut déterminer la pression atmosphérique. Sur ce principe est basé le thermomètre hypsométrique, plus portatif qu'un baromètre à mercure, mais moins précis. C'est dans les régions de hautes montagnes, d'accès difficile qu'on emploie le plus souvent le thermomètre hypsométrique (à grandes dénivellations).

Le baromètre orométrique* est l'instrument le plus précis de nivellement barométrique. Il est surtout utilisable à des petites dénivellations (100 à 150 mètres).

Afin de mesurer la température de l'air, on emploie un thermomètre qu'on tourne à l'aide d'un cordon pendant 2 ou 3 minutes. La lecture de température se fait deux fois. Elle est bonne, si la différence de lecture n'est plus grande de 0°,2 C.

Si on a besoin d'enregistrement continu de température de l'air, on a recours à l'appareil autoscripteur dit thermographe.

§ 177. VÉRIFICATION D'UN BAROMÈTRE ANÉROÏDE

Le baromètre anéroïde doit être vérifié à l'aide d'un baromètre à mercure. Cette opération se fait généralement au laboratoire du Service météorologique. Les indications du baromètre anéroïde sont comparées à celles d'un baromètre à mercure vérifié, et on remplit le brevet du baromètre anéroïde en indiquant ses compensations.

Si A est la lecture sur le baromètre anéroïde, B_0 sera la pression atmosphérique réelle qui aurait été indiquée par un baromètre à mercure à condition que la gravitation soit normale, c'est-à-dire au niveau de la mer et à la latitude de 45°, la température de l'air étant égale à 0° C :

$$B_0 = A + a + bt_A + c(760 - A), \qquad \text{(XXII.2)}$$

A désignant la correction supplémentaire du baromètre anéroïde exprimée par la différence d'indications « baromètre à mercure — baromètre anéroïde ». Si la température du baromètre anéroïde $t_A = 0°$ et la pression atmosphérique est normale à condition que l'indication du baromètre anéroïde $A = 760$ mm, on a :

$$a = (B_0 - A),$$

Bt_A, la correction de température due au changement de température du baromètre anéroïde ; b, la correction de température de l'air ; c (760 — A), la correction de l'échelle qui dépend du changement de pression de l'air ; c, coefficient de proportionnalité.

Comme les corrections du baromètre anéroïde changent, il est à vérifier deux fois au moins, avant et après les travaux. Si les

---

* Le baromètre orométrique est l'invention ingénieuse du grand savant russe D. I. Mendéléev (1873). Pour obtenir la différence de niveau de deux points, il suffit de lire en chacun d'eux le nombre orométrique situé sous la pointe de l'aiguille, puis de faire la différence des deux lectures.

Pour simplifier encore les mesures et éviter la soustraction des nombres orométriques, on utilise aussi le baromètre altimétrique qui donne immédiatement l'altitude du point considéré. — Note du traducteur.

travaux se prolongent dans le temps, le baromètre est vérifié pendant l'exécution des travaux. A noter : c'est la correction supplémentaire du baromètre anéroïde a qui est la plus instable.

§ 178. EMPLOI DU NIVELLEMENT BAROMÉTRIQUE. PRÉCISION DU NIVELLEMENT

On distingue le nivellement de surfaces et le nivellement d'itinéraires. Le procédé de levé qu'on emploie, dépend des instruments dont on dispose, du nombre d'opérateurs et du degré de précision nécessaire. Le nivellement s'effectue avec un ou deux baromètres anéroïdes.

Nivellement. Carnet d'observations barométriques. Afin de déterminer la différence de niveau de deux points quelconques, on procède au nivellement en remplissant le carnet d'observations (table 30) :

— indication du baromètre anéroïde A ;
— température de cet instrument T_A ;
— température de l'air t ;
— hauteur de l'instrument (généralement, le baromètre est placé à la hauteur de la poitrine de l'observateur) i ;
— date et heure exacte (année, mois, jour qu'il est, heure et minutes).

Ayant installé le baromètre en un point donné, on attend 5 à 10 minutes avant de procéder au nivellement pour que le mécanisme de transmissions des pressions communique le changement de pression à l'aiguille de l'instrument.

Nivellement d'une surface à l'aide de deux baromètres anéroïdes. Après avoir choisi la parcelle à lever, on détermine la station de départ se trouvant approximativement au centre de cette parcelle. L'un des opérateurs s'y place et effectue les lectures tous les 20 ou 30 minutes. En même temps, l'autre opérateur qui avait vérifié son instrument avec le baromètre mis en station, se déplace sur tous les points caractéristiques du relief en notant les résultats obtenus dans le carnet d'observations. La levé terminé, il se rend à la station de départ et vérifie de nouveau son baromètre, c'est-à-dire il inscrit les indications simultanées du baromètre en station et du sien. Cette méthode dite méthode d'observations correspondantes permet de contrôler les mesures. Si un moment quelconque du levé des points caractéristiques du terrain ne coïncide pas avec celui en station, le dernier sera calculé par procédé d'interpolation.

Il n'est pas recommandé de s'éloigner à une assez grande portée de la station de départ. Afin de calculer les cotes absolues, la station est rattachée à l'aide d'un baromètre anéroïde, au repère du réseau de nivellement général.

Table 30

Carnet d'observations barométriques

№№ des stations	Heure d'observations	Température (en degrés)		Lecture sur le baromètre anéroïde, A (mm)	Corrections: $a+bt_A+c$ $(760-A)$ (mm)	Lecture sur le baromètre à mercure, B_0 (mm)	Nota
		du baromètre anéroïde t_A	de l'air t				
1	15h36m	31,2	28,8	744,6	3,2+3,7− −1,1=+ +5,8	750,4	Baromètre anéroïde № $a=+3,2$ mm $b=+0,12$ c $(760-A)$
2	16 18	30,8	28,2	743,8	+5,8	749,6	750 | −0,7 740 | −1,4 Hauteur du baromètre anéroïde $i=1,3$ m

Nivellement d'une surface à l'aide d'un baromètre. Ayant choisi la station de départ et inscrit les résultats d'observation, l'opérateur effectue le levé de tous les points à niveler de sorte que toute l'opération soit exécutée en un court délai (2 à 3 heures), après quoi il revient à la station de départ et effectue la lecture de contrôle. La divergence de pression obtenue est répartie, avec le signe donné, sur tous les points nivelés proportionnellement au temps (correction de temps). Plus la période d'observations est courte, plus les résultats obtenus sont sûrs.

Nivellement d'un itinéraire à l'aide de deux baromètres. Le nivellement se fait par deux opérateurs, tout l'itinéraire étant divisé en tronçons de sorte que le levé de chacun d'eux soit exécuté en trois heures au maximum. A la station de départ A, on effectue simultanément la lecture sur les deux baromètres anéroïdes, après quoi le deuxième opérateur se déplace suivant l'axe de la bande d'études en observant tous les points caractéristiques de la bande à niveler, tandis que le premier reste en station pour faire les observations systématiques. Arrivé au point B à l'heure fixée d'avance, le deuxième opérateur reste en ce point et, en le prenant pour la station de départ, il commence à effectuer les observations systématiques. En même temps le premier opérateur se déplace suivant le même alignement. Quand il arrive au point B, tous les deux font simultanément la lecture sur leurs instruments, après quoi le premier opérateur continue à se déplacer dans la direction du point C, tandis que le deuxième opérateur

reste au point *B* pour effectuer les observations systématiques. Au point *C* l'opération se fait identiquement à l'opération au point *A*, et ainsi de suite. On effectue ainsi la double observation de chaque tronçon de la bande d'études à niveler.

Nivellement d'un itinéraire à l'aide d'un seul baromètre. La bande d'étude est divisée en courts tronçons, l'opération étant faite identiquement au nivellement d'une surface à l'aide d'un baromètre. Si le relief est complexe (par exemple, pays de montagnes ou région boisée), on peut utiliser le baromètre anéroïde en traçant préalablement une voie de communication ainsi qu'en observant la région et d'autres tronçons du tracé.

Précision du nivellement barométrique. Les erreurs dues aux instruments sont assez faibles quand on sait strictement les instructions suivantes :

1) Le nivellement barométrique se fait seulement avec les instruments bien vérifiés.

2) Le nivellement barométrique s'effectue en été, les premières quatre heures après le lever du soleil ou les dernières quatre heures avant son coucher.

3) S'il fait mauvais temps (grand vent, orage, brouillard, etc.), il est préférable de ne pas procéder au nivellement.

4) Après avoir installé le baromètre anéroïde au point donné, il est recommandé d'attendre 5 à 10 minutes avant d'effectuer l'observation, pour que le baromètre prenne la température de l'air et son mécanisme de transmission des pressions atmosphériques communique la pression à l'aiguille de l'instrument.

5) En effectuant l'observation, on doit le tenir horizontalement. Il est recommandé de porter l'instrument dans un étui en cuir et de ne l'en sortir pas, gardant de l'influence directe du soleil ainsi que des chocs possibles.

6) Au moment de faire la lecture, il faut donner quelques coups secs sur le verre de l'instrument pour surmonter l'inertie de l'aiguille. L'œil doit être placé de façon à pouvoir éliminer le parallaxe de l'aiguille.

7) Le baromètre anéroïde doit être installé à la hauteur de poitrine environ, surtout de ne pas placer l'instrument à fleur de terre.

8) Les distances entre les points, sur lesquels se font les lectures de contrôle d'un baromètre ou les lectures simultanées sur deux instruments, doivent être réduites au maximum.

9) Les lectures de contrôle se font plusieurs fois, à l'intervalle de 10 minutes environ.

L'oubli d'une de ces conditions est la cause d'assez grandes erreurs. L'erreur de lecture de 0,1 mm faite sur un baromètre anéroïde entraîne une erreur égale à 1 mètre de haut. Si la température moyenne de l'air est déterminée à une erreur de 2°,5, la déni-

Carnet d'observations et de calculs du nivellement barométrique

Table 31

Point de station	Heure de mesure (heure, minutes)	Température de l'air t	Température du baromètre anéroïde t_A	Lecture sur baromètre anéroïde A	Corrections : $a+bt_A+c(760-A)$	Lectures sur baromètre à mercure B_0	Lectures compensées sur baromètre à mercure	Cotes approximatives (H)	Température moyenne de l'air $\frac{t_1+t_2}{2}$	Différence $(H)_{i+1}-(H)_i$	Correction de température	Dénivellation h	Cote H	Nota
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
						0,0							129,6	
1	15^h36^m	28,8	31,2	744,6	+5,8	750,4	750,4	129,6					128,3	$i=1,3$
											−0,1			
									28,5	+7,9	+0,4	+8,2		
						+0,1							137,8	
2	16 18	28,2	30,8	743,8	+5,8	749,6	749,7	137,5					136,4	$i=1,4$
									28,4	−1,1	−0,1	−1,2		
						+0,2							136,6	
3	16 59	28,7	29,9	743,9	+5,7	749,6	749,8	136,4					135,3	$i=1,3$
											−0,1			
									28,1	+10,1	+0,5	+10,5		
						+0,3							147,1	
4	17 42	27,5	29,5	743,1	+5,5	748,6	748,9	146,5					145,8	$i=1,3$
											−0,1			
									26,7	+24,8	+1,0	+25,7		
						+0,4							172,8	
5	18 28	25,9	26,3	741,2	+5,1	746,3	746,7	171,3					171,4	$i=1,4$
											−0,1			
									25,0	−19,2	−0,6	−19,9		
						+0,5							152,9	
6	19 00	24,1	24,8	742,9	+5,0	747,9	748,4	152,1					151,6	$i=1,3$
											−0,1			
						+0,6			23,1	−22,5	−0,7	−23,3		
1	19 20	22,1	23,4	744,9	+4,9	749,8	750,4	129,6					129,6	$i=1,3$
	3 h 44 m					749,8							128,3	
						750,4					+1,9			
						−0,6					−1,4			
											+0,5			

vellation des points possède d'une erreur de 1% de cette dénivellation. L'expérience montre qu'aux conditions météorologiques favorables l'erreur accidentelle maximale ne dépasse pas 3 mètres à condition que le nivellement barométrique soit minutieusement exécuté.

§ 179. CARNET D'OBSERVATIONS ET DE CALCULS BAROMETRIQUES

Les colonnes (2), (3), (4) et (5) (table 31) sont remplies suivant les indications des instruments, tandis que la colonne (6) est remplie d'après le brevet du baromètre. La colonne (7) comporte la somme des colonnes (5) et (6). Au bas de cette colonne est indiqué l'écart d'observations déterminé en fin du cheminement quand on retourne au point de départ en fermant ainsi la polygonale. Cet écart est réparti sur chaque lecture B_0 proportionnellement au temps, la correction étant introduite avec le signe inverse au signe de l'écart. Les indications compensées du baromètre à mercure sont inscrites dans la colonne (8).

D'après les arguments de la colonne (8), on trouve les cotes approximatives, en employant la formule hypsométrique simplifiée (XXII.1). La table 32 indique les cotes approximatives calculées pour la région de Moscou (de 600 à 800 mm chaque dixième de millimètre, à la température de 15° C). La table 33 comportant deux arguments, température moyenne de l'air $\frac{t_1+t_2}{2}$ de deux points voisins et différence de niveau approximative de ces points, indique la correction de température.

Si $(H_2)-(H_1)$ est la dénivellation approximative, la correction de température sera :

$$0{,}003\,475\,\{(H_2)-(H_1)\}\left(\frac{t_1+t_2}{2}-15°\right). \qquad \text{(XXII.3)}$$

On voit que si la température moyenne de l'air $\frac{t_1+t_2}{2}$ est evidemment plus grande de 15°, la correction trouvée d'après la table

Table 32

Table des cotes approximatives

mm	,0	,1	,2	,3	,4	,5	,6	,7	,8	,9	mm
746	179,3	178,1	177,0	175,9	174,7	173,6	172,5	171,3	170,2	169,1	746
747	168,0	165,8	165,7	164,6	163,4	162,3	161,2	160,0	158,9	157,8	747
748	156,7	155,5	154,4	153,3	152,1	151,0	149,9	148,8	147,6	146,5	748
749	145,4	144,2	143,1	142,0	140,9	139,7	138,6	137,5	136,4	135,2	749
750	134,1	133,0	131,8	130,7	129,6	128,5	127,3	126,2	125,1	124,0	750

32 a le même signe que la dénivellation approximative. Dans le cas contraire, c'est-à-dire $\frac{t_1+t_2}{2} < 15°$, le signe est inverse.

La cote approximative 129,6 (argument étant égal à 750,4) est trouvée à l'intersection de la dernière ligne et la colonne (4), et la cote approximative 137,5 (argument étant de 749,7) à l'intersection de l'avant-dernière ligne et la colonne (7) et ainsi de suite (table 32).

Les cotes approximatives sont notées dans la colonne (9) du carnet d'observations et de calculs.

La colonne (10) exprime la température moyenne de l'air pour deux points voisins, par exemple, pour les points 1 et 2 :

$$\frac{28°,8+28°,2}{2} = 28°,5.$$

La colonne (11) comporte les dénivellations des points suivant et précédent par rapport aux points voisins, par exemple : $(H_2) - (H_1) = +7,9$; $(H_3) - (H_2) = -1,1$ et ainsi de suite.

D'après les arguments des colonnes (10) et (11), on trouve la correction de température (table 33) : $(H_2) - (H_1) = 137,5 - 129,6 = +7,9$. Si $\frac{t_1+t_2}{2} = 28°,5$, la correction de température sera égale à +0,4, le signe étant positif parce que $28°5 > 15°$.

Table 33

Correction de température

C'	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	C°
+1	0,5	1,0	1,5	1,9	2,4	2,9	3,4	3,9	4,4	4,9	5,4	5,8	6,3	+29
+2	0,5	0,9	1,4	1,8	2,3	2,7	3,2	3,6	4,1	4,5	5,0	5,4	5,9	+28

Au bas de la colonne (12) on fait la somme des corrections à signe positif et la somme des corrections à signe négatif. L'écart obtenu est réparti proportionnellement aux dénivellations approximatives et introduit à la correction de température, ayant le signe inverse par rapport à cette correction.

Les dénivellations compensées sont notées dans la colonne (13).

La colonne (14) comporte au numérateur la cote du baromètre installé, et au dénominateur, la cote du point correspondant de la Terre, obtenue par soustraction de la première grandeur de la hauteur du baromètre i, indiquée à la note.

Si le nivellement se fait par deux opérateurs, toutes les notes nécessaires sont prises par chaque opérateur. Mais dans le carnet d'observations et de calculs, on porte déjà des lectures compensées. Dans ce cas, on complète de nouvelles colonnes dans lesquelles on

inscrit les indications des instruments en station, qui doivent être réduites, dans le temps, aux moments d'indications du baromètre qu'on déplace successivement aux points donnés. Par exemple : soit la lecture sur le baromètre en station en 15 h. 00=750,0, en 16 h. 00=750,8. La lecture qui aurait été faite sur le même baromètre, à 15 h. 36, au moment de lecture sur l'instrument qu'on déplace, peut être calculée par procédé d'interpolation : elle est égale à 750,5.

Si on utilise le thermomètre hypsométrique, l'opération est analogique. Mais en trouvant les cotes approximatives, on calcule non pas les dénivellations des points voisins, mais la dénivellation de chaque point par rapport à la station, la cote de cette dernière servant de base.

§ 180. LEVÉ A L'ESTIME OU LEVÉ DE FAIBLE PRÉCISION

Dans certains cas une grande précision n'est pas nécessaire ; on peut alors employer des appareils et des procédés très simples. C'est le cas, par exemple, de reconnaissance générale du terrain et d'établissement du plan d'organisation de futurs travaux.

On distingue le levé à l'estime des surfaces et le levé à l'estime d'itinéraires (de bandes d'études). Le dernier est le plus souvent choisi pour prospection géologique ou pour reconnaissance des lieux de construction d'une voie de communication.

Pour effectuer le levé à l'estime, on a besoin d'une planchette à main portant dessus une minute quadrillée, d'un déclinatoire fixé à la planchette, généralement dans son coin gauche d'en haut, et d'une règle à échelle servant à viser, à tracer les directions et à reporter les distances.

Dans certains cas, on emploie des instruments accessoires de poids réduit afin de déterminer les distances, les dénivellations et les orientations (azimuts).

Télémètre à main (type ДСП). Son avantage : on n'a pas besoin de mires ni de porte-mires (fig. 305). Son principe : Soit un objet quelconque (arbre, borne, etc.). Les rayons lumineux passant par la fenêtre *1* sont renvoyés dans la partie supérieure de

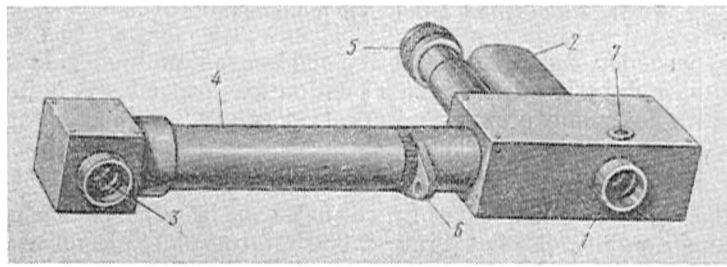


Fig. 305

l'objectif muni d'un prisme correcteur *2*. Les rayons lumineux passant par la fenêtre *3* sont renvoyés par l'intermédiaire des prismes, dans la partie inférieure de l'objectif, et on aperçoit dans l'oculaire deux images décalées de l'objet qu'on vise. Une base 1—3 étant connue, on peut déterminer n'importe quelle distance en les faisant coïncider par l'intermédiaire du prisme correcteur. Au moyen d'un bouton de manœvre *6*, les deux images sont déplacées jusqu'à ce qu'elles apparaissent en coïncidence, et on effectue à l'aide d'une lentille la lecture sur l'échelle vue par la fenêtre *7*. La partie droite de l'échelle exprime directement la distance en mètre. Utilisant ce type de télémètre, on peut mesurer les distances à n'importe quelle position de sa base *1—3*, mais les résultats plus précis sont obtenus à sa position horizontale.

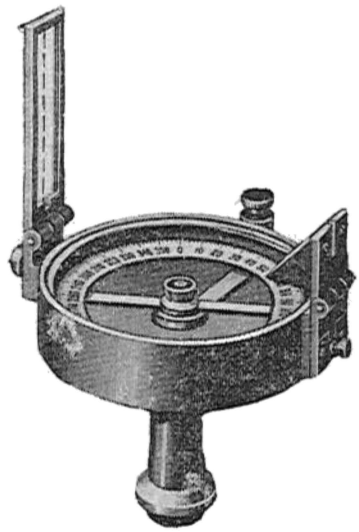


Fig. 306

Ayant déterminé la distance et la pente de cet alignement (avec un éclimètre), on trouve facilement la différence de niveau entre le point mesuré et le point en station.

Boussole à main. La fig. 306 montre la boussole à main dont l'aiguille aimantée est reliée au limbe gradué. Si on rend horizontal le limbe en relâchant le goujon d'arrêt, le limbe s'oriente automatiquement suivant le méridien magnétique. L'œilleton, derrière lequel on place l'œil, est muni d'un prisme à faces convexes permettant d'agrandir l'image du trait de la graduation qui se trouve dans le plan vertical de visée, et facilite ainsi la lecture de l'azimut magnétique de la ligne de visée. Quelquefois on utilise une perche pointue servant de support d'occasion.

§ 181. PROCÉDÉS DU LEVÉ À L'ESTIMÉ

Les procédés essentiels sont les mêmes qu'au levé à la planchette, mais dans le cas du levé à l'estime ces procédés exigent une expérience beaucoup plus grande de l'opérateur.

A vue. L'opérateur doit savoir déterminer les distances à l'œil.

A la vitesse du son. En connaissant la vitesse du son (s'il n'y a pas de vent, elle est égale à 330 mètres par seconde), on la multiplie par le nombre de secondes écoulées, par exemple, entre le feu ou la fumée d'un coup de fusil qu'on voit, et le coup même.

Au pas ou à double-pas.* On utilise parfois des appareils spéciaux appelés podomètres enregistrant le nombre de pas effectués.

A la roue à mesurer les distances munie d'un dispositif comptant le nombre de tours.

A l'indicateur de vitesse d'une automobile.

A la montre en mesurant les distances par le temps employé à les parcourir.

Au télémètre décrit ci-dessus.

Le levé du plan se fait en employant les mêmes procédés qu'au levé géométrique. La position des points de base sur la minute est déterminée par procédés d'intersections directe ou inverse et par procédé de cheminement. Les détails sont levés au moyen du procédé polaire et du procédé des coordonnées rectangulaires.

Le mouvement du terrain est déterminé à l'estime en mesurant l'angle de pente à l'aide d'un éclimètre (on vise sur un point imaginaire se trouvant au-dessus du point à mesurer à la hauteur de taille d'opérateur). Les distances sont mesurées aux pas ou par un autre procédé, par exemple, à l'aide d'une règle à échelle munie d'une planchette. Les cotes sont déterminées, le plus souvent, avec un baromètre anéroïde.

Le levé d'une parcelle se fait habituellement par procédé du cheminement. Si la parcelle n'est pas grande, on construit le cheminement principal en contournant ses limites naturelles, après quoi on effectue les cheminements secondaires (les cheminements du canevas de détail). Si elle est grande, on la divise en parcelles plus petites.

Le point de départ *A* (fig. 307) est choisi arbitrairement mais à une seule condition : la parcelle à lever doit entrer complètement sur la minute. On oriente la planchette à l'aide d'un déclinatoire et en mettant au point *A* une règle, on vise son bord sur le deuxième point *B*. Sans troubler l'orientation, on porte sur le plan tous les objets caractéristiques du terrain, les distances étant déterminées au jugé. Les objets éloignés sont levés par procédé d'intersection. En même temps, on fixe le mouvement du terrain (procédé des courbes de niveau). Ayant terminé son dessin, le croquiseur commence à se déplacer au point *B*, suivant la route *AB*. En continuant à lever les détails planimétriques environnants, il mesure aux pas la distance *AB*. Arrivé au point *B*, le croquiseur porte sur le plan la distance *AB* et vérifie l'orientation, en orientant la planchette sur les points déjà déterminés. Au point *B*, il répète toutes les opérations effectuées au point *A*.

---

* On sait que la valeur moyenne du pas est de $0^m,75$, mais elle est très variable d'une personne à une autre et il faut bien l'étalonner. En parcourant une distance à mesurer, on compte le nombre de pas, ou mieux le nombre de double-pas. — Note du traducteur.

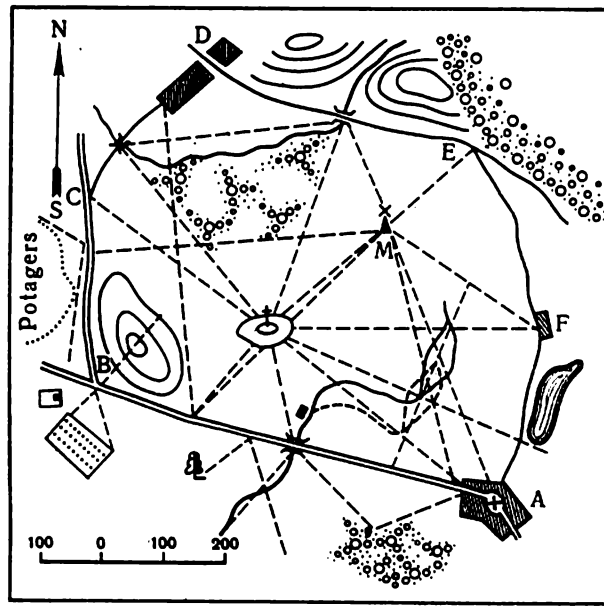


Fig. 307

L'écart admissible linéaire du cheminement fermé ne doit pas dépasser 1/50e à 1/75e du périmètre de cheminement.

Le levé d'une bande d'étude se fait identiquement. Les cotes sont déterminées par nivellement barométrique.

§ 182. LEVÉS EXPÉDIÉ ET AÉROVISUEL

Levé expédié est un levé à la planchette d'une faible précision. Le levé expédié s'effectue identiquement au levé à la planchette classique, mais le levé des détails est fait à l'estime, les distances « point de station — point du canevas de détail à lever » étant mesurées aux pas.

C'est aussi le cas d'un cheminement goniométrique, si le levé des détails est fait au jugé.

Le goniomètre (fig. 308), se composant d'un dispositif à mesurer les angles, d'un équerre et d'une boussole, complété d'un télémètre et d'un éclimètre, peut être utilisé en reconnaissance générale du terrain.

---

* On utilise alors une planchette à main ou un carton à bretelle et une règle à éclimètre simplifiée.

Levé aérovisuel. C'est un levé d'itinéraire à l'estime fait à bord d'un avion ou d'un hélicoptère identique au levé d'itinéraire à l'estime terrestre. Le levé aérovisuel se fait à l'altitude de 100 à 2000 mètres. Les aires exigeant une reconnaissance en détail, sont levées, en général, à l'altitude de 100 à 200 mètres. Le terrain observé est porté sur une carte ou sur des photos sous forme de notes et d'esquisses. L'enregistrement de l'altitude du vol se réalise automatiquement à l'aide d'un barographe ou d'un radio-altimètre, les distances étant déterminées à l'aide d'un télémètre. S'il est nécessaire, on photographie les points caractéristiques en utilisant un appareil de prise de vues aériennes fonctionnant à main. Les objectifs qu'on observe se suivent à une telle cadence qu'on a seulement le temps de noter ou d'esquisser les objets, les plus importants du terrain. C'est pourquoi l'aéroesquisse une fois établie, le topographe doit préciser les travaux exécutés, ce qu'on fait habituellement au bureau.

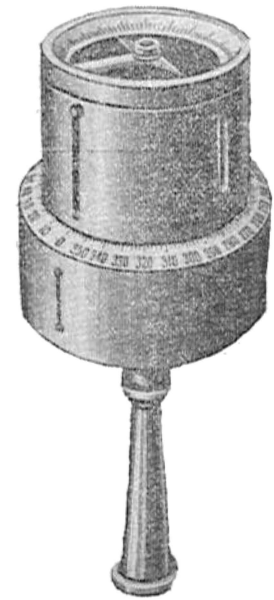


Fig. 308

Le levé aérovisuel précède souvent la photographie aérienne. Afin qu'elle soit bien exécutée, on sert à compléter le levé de reconnaissance terrestre. La construction d'une voie de communication (chemin de fer, autoroute, etc.) est précédée souvent des levés aérovisuels, dont le but essentiel est de déterminer une zone de terrain sur laquelle est susceptible d'implanter la voie projetée, de déterminer les obstacles naturels propres à cette zone, de choisir, s'il y a plusieurs variantes, le tracé optimum, etc.

L'exécution du levé aérovisuel exige que le topographe-opérateur soit très expérimenté et puisse déchiffrer les photos du terrain. Mais c'est seulement la combinaison des levés aérovisuel et terrestre qui donne le meilleur résultat.

SIXIÈME PARTIE

OPÉRATIONS RELATIVES À L'ÉTUDE DES PROJETS DE TRAVAUX PUBLICS

CHAPITRE XXIII

TRAVAUX GÉODÉSIQUES AU CHANTIER

§ 183. GÉNÉRALITÉS

L'exécution des travaux publics nécessite de connaître d'une manière bien précise les formes et la pente du terrain, permettant le choix le plus judicieux pour le tracé, la construction et l'exploitation d'un bâtiment, d'une voie de communication, d'un collecteur, etc. La construction de n'importe quel ouvrage d'art se réalise d'après un projet établi d'avance. Actuellement on établit un projet définitif en deux ou trois étapes : dans le premier cas, on procède à élaborer l'avant-projet et les plans d'exécution ; dans le second, l'avant-projet, le plan d'études et les plans d'exécution. La projection en trois étapes a lieu s'il est impossible d'utiliser un des projets type.

L'avant-projet sert à argumenter les principaux éléments du projet ainsi que leur conformité économique au but.

Le plan d'études est le plus important document de n'importe quel chantier ou de travaux publics fournissant aux entrepreneurs tous les détails de construction suivant l'avant-projet ratifié.

On figure sur les plans d'exécution les objets principaux de telle ou telle construction ainsi que les sous-ensembles, y compris les dessins de piquetage, le rattachement des constructions au terrain, etc.

Les recherches techniques, étant le premier étape de construction ou de reconstruction d'un ouvrage, servent de base d'un plan d'études. Elles permettent d'établir sur le terrain l'implantation optima de cet ouvrage, de chiffrer les prévisions de dépenses et de fournir les éléments d'exécution, nécessaires pour élaborer le projet définitif avec devis, ainsi que d'argumenter le projet du point de vue technique et économique.

Afin d'élaborer un avant-projet, ou utilise, en général, les plans

topographiques à l'échelle de 1/2000 ou de 1/5000, mais les plans d'études doivent être exécutés à une échelle plus grande. De nos jours, il est recommandé de lever un chantier quelconque à l'échelle de 1/500 ou 1/1000, mais il arrive parfois, que le levé au 1/1000 est plus commode, et pour que le dessin ne soit pas surchargé de chiffres, on a recours au plan à l'échelle de 1/500 obtenu à l'aide d'un pantographe ou d'un appareil d'agrandissement, le plan de départ étant à l'échelle de 1/1000.

Afin d'exécuter un levé topographique sur le chantier, on construit le canevas géodésique de base en le rattachant aux systèmes de triangulation, de polygonation et de nivellement de tous les ordres, de l'Etat ainsi que de la ville. Quelquefois on construit les canevas géodésiques locaux ; si le chantier n'est pas grand, on n'établit que le levé planimétrique. Le canevas géodésique ainsi construit, est projeté de tel façon que son rattachement aux réseaux géodésiques de base de l'Etat ou de la ville à un ordre supérieur, soit commode et puisse être bien utilisé pour déterminer les détails.

En ce qui concerne les chantiers et les travaux publics, c'est le quadrillage de construction qui sert de base géodésique au cours des travaux de piquetage.

Si l'ouvrage d'art à exécuter est assez grand, c'est le Service géodésique spécial qui s'occupe de tous les travaux géodésiques nécessaires pour l'élaboration des projets du chantier, y compris l'exécution des calculs pour reporter les projets sur le terrain, les travaux de piquetage, l'observation sur l'abaissement de l'ouvrage, le levé détaillé de l'ouvrage mis en exploitation. En exécutant toutes ces opérations, on doit respecter la sécurité du travail.

Le plan directeur

Le plan topographique, dont on possède en commençant les opérations géodésiques, sert de base du plan directeur.

Le plan directeur d'une entreprise industrielle, par exemple, comprend le projet de disposition sur un plan topographique (à une grande échelle) des bâtiments, des installations, des voies d'accès, des réseaux aériens, souterrains ou à fleur de terre et d'autre équipement faisant partie de cette entreprise à construire.

Il y a d'autres plans directeurs : le plan directeur d'amenagement d'une agglomération ; le plan directeur des détails de construction ; le plan directeur d'un point, etc.

Le plan directeur d'une entreprise industrielle sur lequel sont portés les bâtiments, les installations et tout l'équipement mis en exploitation est le plan détaillé de cette entreprise.

Le plan détaillé représente l'état réel de l'entreprise industrielle avant sa mise en service.

§ 184. COPIE ET RÉDUCTION DES PLANS. PANTOGRAPHE

Pour reproduire un plan en le réduisant ou en l'amplifiant, on peut utiliser le pantographe (fig. 309). Cet instrument n'est autre chose qu'un parallélogramme articulé, constitué de quatre règles métalliques. L'une des règles, AB, peut se mouvoir le long des règles latérales, étant fixée, le cas échéant, par les vis calantes. La règle AB est pourvue d'un curseur que l'on peut faire manœuvrer le long de cette règle ; un goujon sert à fixer le curseur à n'importe quel point de la règle. Pour reproduire les contours d'un plan, le curseur est muni d'un crayon, et on place au point S une pointe sèche (ou traçoir) destinée à suivre les contours du plan à reproduire ; tout l'appareil se mout autour du point fixe P, par lequel passe l'axe de rotation du pantographe.

Le support en col de grue F soutient, à l'aide des fils de fer, l'appareil installé de telle manière que les règles soient horizontales. En manipulant les fils de fer, on obtient cette horizontalité qu'on vérifie avec une nivelle. A la position initiale du pantographe les règles doivent former les angles droits. Si le pantographe est installé de façon que $BK=AP=AK$, les points P, K et S seront sur la même droite et le crayon tracera les sinuosités des lignes identiques à celles qu'on suit avec la pointe sèche. Lorsque les dessins doivent être reproduits de façon que leur surface soit réduit dans le rapport $\frac{1}{n}$, on amène les règles latérales ainsi que la règle AB en face des repères indiquant le rapport de réduction à réaliser : $\frac{1}{2}$, $\frac{1}{4}$, ... $\frac{1}{n}$. Par exemple : pour réduire le plan à l'échelle de 1/5000 dans le rapport $\frac{1}{2}$ en reproduisant une copie à l'échelle de 1/10 000, on doit amener les règles en face des repères $\frac{1}{2}$; si l'échelle de la

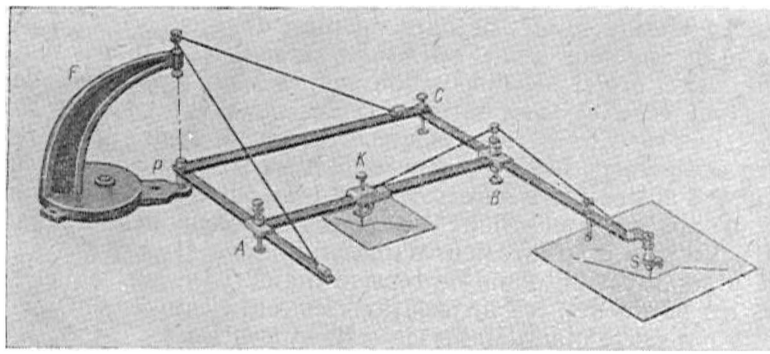


Fig. 309

copie doit être quatre fois plus petite, les règles sont amenées en face des repères $\frac{1}{4}$, etc. En plaçant le crayon en S et la pointe sèche en K, on procède à l'amplification d'une copie par rapport à l'original. Mais il ne faut pas perdre de vue qu'en amplifiant un original, on amplifie en même temps ses erreurs.

Avant de commencer la reproduction, on cadre un papier blanc en s'assurant que le tracé du crayon est bien reçu sur ce papier. Pour opérer, on suit minutieusement toutes les sinuosités des lignes de l'original avec la pointe sèche, le crayon tout en traçant les mêmes lignes à une échelle donnée. Pour passer d'une ligne à l'autre, on soulève un peu le crayon en commandant le fil qui le relie à la pointe sèche.

§ 185. REPORT DES ANGLES ET DES LIGNES PROJETÉS SUR LE TERRAIN

En reportant le projet définitif sur le terrain, on ne mesure plus les angles et les alignements, comme dans le cas d'un levé topographique, mais on les matérialise en grandeurs définies.

Le procédé de matérialisation des angles sur le terrain est démontré sur la fig. 213 (§ 117).

Pour reporter les angles sur le terrain, on doit viser, surtout à des petites distances, non pas sur la balise mais sur le clou.

Afin de vérifier l'angle reporté, il est mesuré à deux positions du cercle vertical.

Soit, par exemple, l'angle reporté β (fig. 310) plus grand que l'angle du projet à une grandeur $\Delta\beta''$, très proche à la précision du vernier. Dans ce cas, l'écart $\Delta\beta''$ étant infiniment petit, on le compense non pas par le retournement de l'alidade, mais en reportant la distance

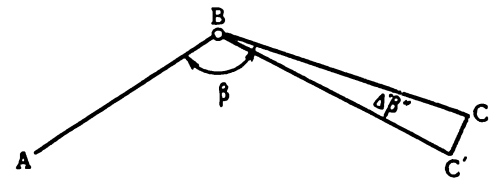


Fig. 310

$$CC' = BC \frac{\Delta\beta''}{206\,265''}$$

du point C suivant la perpendiculaire au côté BC.

On peut déterminer la précision avec laquelle on doit reporter l'angle β tenant compte du déplacement inévitable du point C (fig. 310) dans la direction transversale. Ce déplacement ou erreur angulaire correspondante peut être déterminé :

$$m_\beta \leqslant \frac{m}{d} \cdot 206\,265'', \qquad (a)$$

d étant égal à BC.

On peut en déduire que la précision du report de l'angle dépend de d : plus d est grande plus la précision est haute. Si, par exemple, $d = 100$ mètres, $m = \pm 1$ cm, on a : $m_\beta \leqslant 21''$.

Tout en supposant un déplacement dans la direction longitudinale, on trouvera, que la précision du report de l'alignement $BC = d$ ne doit pas être inférieure à $\frac{1}{10\,000}$, c'est-à-dire

$$\frac{m}{d} \leqslant \frac{1}{10\,000}. \qquad (b)$$

Les grandeurs des déplacements étant les erreurs moyennes quadratiques, on peut trouver l'erreur moyenne quadratique sommaire de la position du point C :

$$m_0 = \pm m\sqrt{2} = \pm 1{,}41 \text{ cm}. \qquad (c)$$

Cette grandeur correspond à l'erreur moyenne quadratique égale à $\frac{1}{7000}$.

En reportant les alignements du plan d'exécution sur le terrain, on matérialise ainsi sa longueur en projection horizontale. Si cet alignement n'a pas de pente considérable, sa longueur sera égale à celle du plan. Dans le cas contraire, on doit introduire un coefficient de compensation dû à la pente et calculé d'après la formule :

$$\Delta d = 2d \sin^2 \frac{\alpha}{2},$$

si on connaît l'angle de la pente ; ou d'après la formule :

$$\Delta d = \frac{h^2}{2d},$$

si on connaît la dénivellation entre les points initial et terminal.

En matérialisant tout alignement sur le terrain, on ajoute le coefficient de pente à la longueur de sa projection horizontale, et la longueur d'un alignement reporté sera :

$$D = d + \Delta d.$$

Lorsque la précision des opérations doit être de très haut degré, on prend en considération le coefficient de température ainsi que l'étalonnage de l'instrument de mesure.

Le coefficient de température est donné par :

$$\Delta t = kd\,(t_0 - t),$$

k étant le coefficient de dilatation linéaire de l'appareil de mesure (pour l'acier, $k = 0{,}0000125$) ; $t_0 - t$, la différence des températures

t_0 de l'étalonnage et t à laquelle on procède à reporter une distance. Le signe du coefficient de température est le même qu'à la différence $t_0 - t$. Si la longueur de l'instrument, de mesure (par exemple, ruban d'acier, etc.) est plus petite que la longueur de l'instrument-étalon, la correction d'étalonnage sera introduit ayant le signe positif, et vice versa.

Ne connaissant pas d'avance la température à laquelle on va reporter les alignements sur le terrain, ainsi que bien souvent l'angle de pente, la correction sommaire est calculée compte tenu des données qu'on a reçues en exécutant les opérations sur le terrain. Avant tout, ayant jalonné l'alignement avec un théodolite,

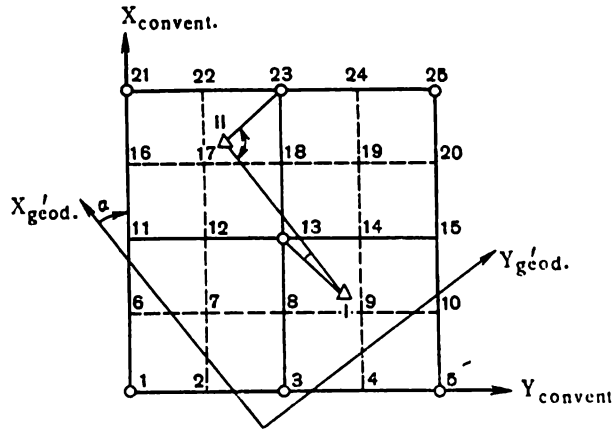


Fig. 311

on reporte sur le terrain sa longueur projetée en la matérialisant avec des piquets. Ceci fait, on calcule la correction sommaire et on la reporte en partant du point extrême. Afin de la contrôler, on peut mesurer tout l'alignement, y compris la correction sommaire.

§ 186. MÉTHODE DU QUADRILLAGE

Le quadrillage (fig. 311), composé de carrés ou de polygones dont les côtés sont parallèles aux axes principaux des bâtiments, des accès ainsi qu'aux axes rouges du chantier, est un des plans détaillés géodésiques, qu'on élabore afin de pouvoir piqueter les bâtiments et les installations. La longueur du côté est normale si on peut exécuter le piquetage des axes principaux des bâtiments avec un théodolite dont la précision est de 30″ ou avec un ruban d'acier dont l'erreur n'est plus de 5 centimètres par rapport aux points du quadrillage ; c'est-à-dire la longueur du côté doit être égale à 200 mètres.

Si on a besoin d'une précision plus haute, la longueur du côté devra être de 100 mètres. Dans le cas contraire, on a recours au quadrillage à côté de 400 mètres. La présence du quadrillage facilite beaucoup le calcul et le report des coordonnées projetées (de bâtiments) sur le terrain. Les coordonnées projetées des points sont déterminées par rapport au quadrillage à l'aide d'un système de coordonnées particulier ou conventionnel, dont le point de départ est, de règle, le sommet extrême du carré ou polygone situé hors du quadrillage de tel façon que toutes les coordonnées de points du projet soient positives sur le plan ainsi que sur le terrain. Il est souhaitable de faire coïncider le point de départ avec une des stations de triangulation pour qu'on puisse faciliter le piquetage du quadrillage et simplifier le transfert des coordonnées d'un système conventionnel en coordonnées du système géodésique d'Etat. L'orientation de ce système conventionnel par rapport à celui d'Etat peut être arbitraire, mais il est préférable, en pratique, d'orienter les axes des coordonnées du système conventionnel, autant que possible, dans la direction des axes correspondants du système géodésique d'Etat.

Le quadrillage dessiné sur un calque et superposé sur le plan directeur, on le fait déplacer jusqu'à ce qu'on ne trouve pas sa position la plus avantageuse par rapport au canevas géodésique tout en prenant des mesures que les côtés du quadrillage soient parallèles aux axes des bâtiments principaux et les sommets de ce quadrillage ne coïncident pas avec des lieux occupés par un bâtiment ou une installation quelconque. Le cas échéant, on redessine quelques lignes du quadrillage, en les déplaçant à côté à une grandeur multiple à dix mètres. Les lignes du quadrillage doivent être strictement parallèles aux axes des bâtiments, autrement celui-ci ne sert plus de base de l'opération de piquetage. Du calque le quadrillage est reporté sur le plan directeur, et du plan directeur sur le terrain, après quoi il est matérialisé par des signaux correspondants. Afin de commencer à le reporter sur le terrain, on choisit la direction de départ, par exemple, *3—23* (fig. 311), partant de laquelle on reporte tout le quadrillage. La ligne *3—23* est appelée quelquefois la base du quadrillage. La position de cette ligne sur le terrain peut être déterminée par rapport aux objets du terrain ou aux stations du canevas géodésique. Le point *13*, par exemple, (fig. 311) peut être repéré du point I, par procédé de coordonnées polaires, et le point *23*, du point II. Les mesures sont faites par rapport à la base géodésique I—II.

Afin de contrôler l'opération, on repère sur le terrain trois points du quadrillage.

La direction de départ de la coordonnée des points *3 — 13 — 23* étant déterminée sur le plan directeur graphiquement, on n'aura que sur le terrain l'emplacement approximatif de cette base correspondant à la précision graphique du plan. En partant de ce plan,

on piquète le quadrillage à une précision nécessaire. Avec cela, le quadrillage et, par conséquent, tous les bâtiments et installations piquetés peuvent être déplacés à une grandeur quelconque par rapport au canevas géodésique des coordonnées. Mais ceci n'a pas d'influence sur la disposition réciproque de tous les bâtiments et installations piquetés d'après le projet, parce que tout ensemble de constructions projetées va se déplacer à la même grandeur et dans la même direction.

La ligne *3—23* ayant été jalonnée avec un théodolite, on la mesure dans une direction tout en piquetant en même temps les côtés du quadrillage dont la longueur est bien définie ; par exemple, elle est de 200 mètres. Opérant ainsi, on vérifie si on a bien repéré les points *8*, *13* et *23*, qui, après le piquetage, doivent se trouver dans le même alignement, et les côtés *3—13* et *13—23* doivent être égaux entre eux. L'opération étant correctement exécutée, les points d'alignement sont matérialisés par des signaux temporaires (bornes, piquets), après quoi on mesure à nouveau la ligne *3 — 23*. Dans la face supérieure de ces signaux, on plante des clous à tête en croix servant de centres temporaires, et on procède à les jalonner, avec un théodolite, dans l'alignement *3 — 23*, en se déplaçant du point de départ vers les points repérés.

Ensuite des deux côtés de la base, on construit, par intervalles multiples à la longueur du côté de quadrillage, les lignes perpendiculaires à la base *3 — 23* ; ces perpendiculaires sont ainsi construites sur toute la largeur du quadrillage. Tout en exécutant cette opération, on ne doit pas oublier que chaque perpendiculaire doit former avec la base l'angle droit ; le cas échéant, il faut introduire une correction.

Par des points extrêmes des perpendiculaires, on construit un cheminement goniométrique et, en mesurant les lignes, on reporte les côtés de quadrillage à longueur déterminée. Par exemple, ayant piqueté, à partir de la base *3 — 23* (fig. 311), les perpendiculaires *3 — 5*, *13 — 15* et *23 — 25* qui se trouvent de même côté de cette base, on mesure la ligne *3 — 13 — 23*. Si elle est bien égale à la base, on procède au piquetage des côtés de quadrillage à longueur déterminée. A titre de vérification, on contrôle les angles aux sommets *5*, *15* et *25*, après quoi on mesure les autres alignements (*8 — 10*, *18 — 20*) en effectuant en même temps la matérialisation des côtés de quadrillage à longueur déterminée dont la vérification se fait suivant les perpendiculaires. L'opération identique est faite de l'autre côté de la base. A titre de vérification, il est recommandé de mesurer les diagonales *3 — 11*, *11 — 23*, *23 — 15* et *15 — 3* dont les longueurs peuvent être calculées d'avance. Si le piquetage est effectué correctement, tous les points d'alignement sont fixés par des centres temporaires, après quoi on calcule, en système conventionnel, les coordonnées de tous les sommets du quadrillage qui doivent se distinguer, naturellement, des coordonnées du projet.

Pour chaque point on détermine les différences entre les coordonnées projetées et les coordonnées construites sur le terrain, qu'on appelle les différences définitives :

$$\Delta x = x_{\text{projet}} - x_{\text{terrain}},$$
$$\Delta y = y_{\text{projet}} - y_{\text{terrain}}.$$

Ces différences définitives ne sont autres que les segments parallèles aux axes des coordonnées du système conventionnel. Les signes des différences Δx et Δy déterminent les directions dans lesquelles on doit reporter sur le terrain ces segments afin de relever le point quelconque à coordonnées projetées. C'est dans ce point qu'on doit déplacer le centre temporaire (procédé de réduction au centre, fig. 312).

Quelquefois on utilise une perche ou un piquet en béton armé surmonté d'une plaque métallique de 15×15 centimètres. Ayant fixé sur cette plaque le centre temporaire, on reporte les corrections en déterminant la position définitive de ce centre. A titre de vérification, on exécute des mesures de contrôle entre les centres. La précision des quadrillages à construire dépend, principalement, de la précision de position des signaux temporaires qu'on doit déterminer. C'est pourquoi afin d'élever la précision du quadrillage à construire, son piquetage préliminaire doit être exécuté utilisant les méthodes et les instruments dont on profite aux mesurages des distances et des angles du réseau de polygonation d'ordre correspondant. En ce qui concerne un bâtiment en chantier (entreprise industrielle ou maison d'habitation), l'erreur moyenne quadratique de position réciproque des points d'un quadrillage ne doit être plus de 1,0 à 1,5 centimètres. Leur dénivellation est déterminée par le cheminement de nivellement de 3e et de 4e ordres.

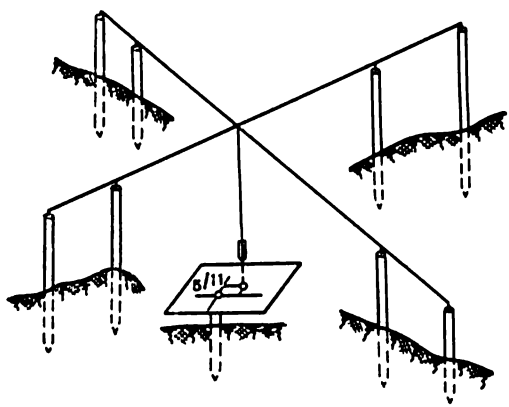


Fig. 312

§ 187. ETUDE GÉODÉSIQUE DU TERRAIN À PIQUETER. DESSINS DÉTAILLÉS D'EXÉCUTION

Si sur le chantier le canevas géodésique n'est plus ou existe partiellement, on est obligé, avant de reporter le plan sur le terrain, de reconstruire ou de compléter ce canevas. En général, on épaissit

d'abord la contexture du quadrillage en reportant sur le terrain les points supplémentaires du plan directeur. Quelquefois on construit entre les points de triangulation les cheminements de polygonation dont la précision est la même que celle des alignements du quadrillage.

On doit relever sur le plan détaillé les points et les lignes projetés, les points du canevas et des détails du réseau géodésique nécessaires à reporter le projet sur le terrain, les lignes caractéristiques du galbe, les grandeurs angulaires et linéaires déterminant la position des points ou des lignes du plan par rapport aux points géodésiques. Il est indispensable de calculer d'avance les coordonnées des points qu'on doit reporter sur le terrain, les gisements et les distances entre les points. Leur calcul se fait par procédé graphique ou par procédé graphoanalytique. Dans le premier cas, on effectue directement sur le plan la mesure des distances et des angles ; dans le deuxième cas, en utilisant les coordonnées des points du réseau géodésique et celles des points du projet qu'on a déterminées graphiquement. La construction graphique qui n'évite pas des erreurs graphiques ne donne pas souvent de résultats souhaitables, c'est pourquoi ce procédé est peu utilisé.

L'étude géodésique du terrain à piqueter comprend aussi le report du plan détaillé et définitif sur le terrain, l'argumentation du degré de précision des opérations géodésiques, le choix des procédés de mesurage et des instruments correspondants.

Construction graphique des coordonnées du projet y compris la déformation du papier

En effectuant l'étude géodésique du terrain à piqueter, il faut savoir au juste si le papier sur lequel est dessiné le plan, est déformé ou non. Avec cela, à l'aide d'un compas et d'une échelle transversale, on mesure les côtés des carrés dans lesquels se trouvent les points du projet. Si l'écart entre les grandeurs théoriques et calculées est plus de 0,2 millimètres, on doit, en déterminant les coordonnées des points du projet par construction graphique, tenir compte d'une déformation du papier. Par exemple, en construisant les coordonnées du point A (fig. 313), on relève l'abscisse x_n de la ligne voisine du plan orthogonal et on mesure, à l'aide de l'échelle, la partie A de l'abscisse se trouvant entre cette ligne voisine et le point A. Alors l'abscisse recherchée du point sera :

$$x_A = x_n + a.$$

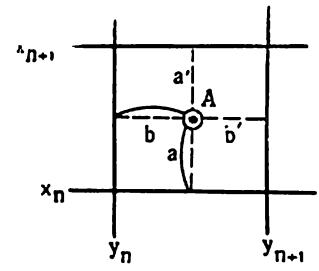


Fig. 313

Identiquement, on construit l'ordonnée du même point A :

$$y_A = y_n + b.$$

Afin d'affaiblir l'influence de déformation du papier sur les résultats de construction à l'intérieur du carré, on mesure les distances a' et b', ayant ainsi théoriquement $a+a'=b+b'$ = côté du carré de quadrillage. Si la longueur théorique de ce côté est égale à :

$$x_{n+1} - x_n = y_{n+1} - y_n = d,$$

les coordonnées du point A, y compris la déformation du papier, sera :

$$y_A = y_n + \frac{d}{a+a'} a,$$

$$x_A = x_n + \frac{d}{b+b'} b.$$

Procédés de report du projet sur le terrain. Précision

De règle, on commence à reporter sur le terrain les axes de l'ouvrage par rapport auxquels on procède au piquetage détaillé de cet ouvrage. Toute cette opération est ramenée à réporter sur le terrain les points isolés ; le report se fait partant des points du réseau géodésique de base, par rapport aux objectifs du terrain porté sur le plan et par rapport au quadrillage. En opérant ainsi, on utilise les mêmes procédés qu'au levé à une seule différence que les angles et les alignements sont reportés et non pas mesurés. Aussi la précision du report du plan sur le terrain est-elle beaucoup plus haute qu'au levé. On distingue en reportant le plan, la précision de piquetage de tout l'ouvrage ou de son axe et la précision des parties de l'ouvrage par rapport à l'axe de l'ouvrage. La première déterminée relativement aux objets voisins du terrain dépend, en général, de la précision graphique de l'échelle du plan ainsi que l'erreur absolue due au piquetage de tels ou tels points de l'ouvrage est souvent exprimée par quelques centimètres et même par des fractions de centimètre.

En reportant un projet sur le terrain, on utilise plusieurs procédés et instruments ; le plus souvent, ce sont des théodolites de 30″, des niveaux, des bandes d'acier et des roulettes ; quelquefois on emploie les instruments à précision plus élevée.

Si la précision des coordonnées des points à reporter sur le terrain est suffisante, leur position définitive par rapport aux points du réseau géodésique de base, peut être calculée analytiquement (problème géodésique inverse). Dans ce cas, l'erreur qu'on a com-

mise en reportant ces points sur le terrain, ne dépend pas de la précision graphique du plan. La position de chaque ouvrage par rapport au quadrillage est déterminée sur le plan analytiquement, toutes les données dans les limites du quadrillage étant rattachées de telle façon que la somme des segments soit égale, sur les axes, à la longueur du carré de quadrillage. C'est à l'aide de ces données qu'on reporte le plan sur le terrain. En utilisant le quadrillage pour exécuter cette opération, on ne dépend plus de la précision graphique du plan ; de plus, le report est beaucoup simplifié, et au contraire, si on n'avait piqueté que les ouvrages par rapport aux objets locaux, la précision de position réciproque de ces bâtiments et installations aurait dépendu de la précision graphique des objectifs fixés sur le plan. Souvent une telle précision n'est plus suffisante.

Les coordonnées des points ayant été obtenues graphiquement, à l'aide d'un plan orthogonal, leur position est approximative, se trouvant en dépendance de la précision graphique du plan. Il arrive souvent qu'au chantier on doit reporter le plan sur le terrain en utilisant seulement les points du système géodésique de base. Dans ce cas, il faut faire tout son possible pour établir la dépendance analytique entre les points du plan et les points géodésiques, en complétant savamment les données graphiques par les données analytiques. Il est de toute urgence que le nombre de points obtenus graphiquement soit minimum.

Quand on procède au piquetage, on ne doit pas perdre de vue les grandeurs des erreurs limites ainsi que leurs directions. Par exemple, en matérialisant dans une ville quelconque les alignements rouges d'un bâtiment (l'alignement rouge d'un bâtiment est une limite infranchissable que les constructeurs ne peuvent dépasser, surtout du côté d'une rue ou d'un accès), l'erreur longitudinale peut être plus grande que l'erreur transversale. Cela s'explique par le fait que le déplacement des bâtiments ou des installations le long de cet alignement rouge n'a pas de telle importance pratique que le déplacement en travers.

C'est surtout à l'intérieur du chantier qu'on effectue le piquetage à précision élevée.

Lorsqu'on procède au piquetage d'une grande entreprise industrielle utilisant le matériel mécanisé et automatisé, la précision de l'opération doit être particulièrement grande. Au cours du montage des chaînes automatiques, afin d'éviter les difficultés possibles, les axes, les sous-ensembles et les guides de la chaîne doivent être installés à une précision de quelques fractions de millimètre. Par exemple, l'erreur accidentelle planimétrique, due à l'installation d'une chaîne automatique à polir le verre en feuille de 200 mètres de long, ne devait pas être plus de 0,3 millimètre, l'erreur moyenne quadratique de denivellation étant de $\pm 0{,}01$ millimètre. On ne pouvait plus utiliser les instruments ordinaires : il a fallu de nouveaux

instruments de très haute précision et les nouveaux procédés de piquetage ainsi que les signaux spéciaux pouvant servir non seulement à fixer la position des axes conformément au plan mais aussi de repères sûrs.

L'erreur admissible de position de ces signaux ne doit pas dépasser 0,1 millimètre sur le plan, et 0,05 millimètre de dénivellation.

Transfert des coordonnées d'un système à un autre

S'il est nécessaire de calculer les coordonnées x, y d'un point quelconque au système de coordonnées géodésiques ayant les coordonnées x', y' du même point au système conventionnel, on obtient ce résultat en s'adressant aux formules de la géométrie analytique :

$$\left.\begin{aligned} x &= a + x' \cos\alpha - y' \sin\alpha \\ y &= b + x' \sin\alpha + y' \cos\alpha \end{aligned}\right\}. \qquad (a)$$

Et, vice versa, on peut calculer les coordonnées x', y', par l'intermédiaire des coordonnées x, y :

$$\left.\begin{aligned} x' &= (x-a)\cos\alpha + (y-b)\sin\alpha \\ y' &= -(x-a)\sin\alpha + (y-b)\cos\alpha \end{aligned}\right\}, \qquad (b)$$

a et b étant les coordonnées du point de départ du quadrillage au système géodésique de base ; α, le gisement de l'axe des abscisses du quadrillage (fig. 311).

Quelquefois, il suffit de calculer graphiquement les coordonnées a et b par rapport au carré du quadrillage dans lequel se trouve le point de départ des coordonnées du plan orthogonal. Si par le même procédé, on réussit à préciser les coordonnées du point le plus éloigné de celui de départ de l'axe des abscisses du quadrillage, on pourra calculer le gisement en résoivant le problème géodésique inverse.

En utilisant les formules (a), on peut transformer les coordonnées de n'importe quels points du système conventionnel en celles du système géodésique de base et, le cas échéant, à l'aide de ce dernier système, reporter le projet sur le terrain.

Si les formules (a) et (b) sont exprimées à l'aide des tables :

$$\begin{Vmatrix} x-a \\ y-b \end{Vmatrix} = \begin{Vmatrix} \cos\alpha & -\sin\alpha \\ \sin\alpha & \cos\alpha \end{Vmatrix} \cdot \begin{Vmatrix} x' \\ y' \end{Vmatrix}, \qquad (c)$$

$$\begin{Vmatrix} x' \\ y' \end{Vmatrix} = \begin{Vmatrix} \cos\alpha & \sin\alpha \\ -\sin\alpha & \cos\alpha \end{Vmatrix} \cdot \begin{Vmatrix} x-a \\ y-b \end{Vmatrix}, \qquad (d)$$

la première table dans la partie droite de l'égalité (c) correspondra au changement de la position du système des coordonnées à un

angle α, et de l'égalité (d) au changement de position inverse, au même angle α.

C'est à l'aide de ces tables-là qu'on réalise le transfert des coordonnées d'un système à un autre.

§ 188. PIQUETAGE DES AXES PRINCIPAUX DES BATIMENTS ET DES INSTALLATIONS

Le piquetage des bâtiments et des installations se fait suivant le principe de l'ensemble aux détails. Premièrement, on effectue le piquetage de tout l'ensemble en déterminant sur le terrain la position des axes principaux de piquetage, après quoi on procède à l'opération détaillée qui consiste à matérialiser sur le terrain les détails de l'ouvrage, en plan et en altitude. On appelle axes principaux d'un bâtiment en chantier les axes de ses murs extérieurs, et d'une voie de communication (autoroute, pipe-line, etc.) son axe longitudinal.

De règle, le quadrillage porté sur le plan et matérialisé sur le terrain, sert de base à reporter le plan sur le terrain. Les côtés du quadrillage étant construits parallèlement aux axes principaux de l'ouvrage, toute cette opération se réduit au mesurage qu'on fait par rapport aux côtés du quadrillage. Partant des dimensions de l'ouvrage, on calcule, en système conventionnel, les coordonnées de ses points fondamentaux, en fixant sur le dessin détaillé ces dimensions ainsi que les coordonnées des points angulaires de l'ouvrage. Les coordonnées sont inscrites sous forme d'une fraction : l'abscisse au numérateur, et l'ordonnée au dénominateur. Soient les points A et B (fig. 314) ayant les coordonnées x_A, y_A et x_B, y_B. Leur position sur le terrain par rapport aux côtés du quadrillage est facilement déterminée à l'aide d'un théodolite et d'un ruban d'acier. Afin de préciser sur le terrain le point A, on stationne le théodolite au sommet et dans l'alignement on reporte le segment $\Delta y = y_A - y_p$. L'instrument mis en station au point m ainsi déterminé, on effectue les visées à gauche et à droite, en construisant l'angle de 90°. L'angle droit doit être reporté à partir du côté plus long. Supposant, que la direction recherchée est la médiane par rapport à deux alignements reportés et en reportant suivant cette médiane le segment $mA = \Delta x = x_A - x_p$, on précise le point A du terrain. La précision du point B sur le terrain s'effectue identiquement. A titre de vérification, on mesure la ligne AB. Comme les lignes sont réduites à l'horizon

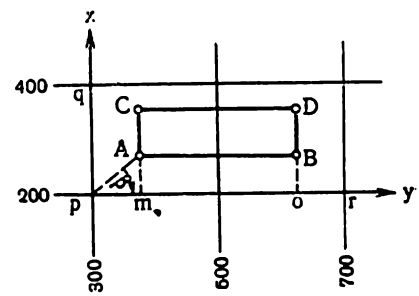


Fig. 314

dans les mesures linéaires, on introduit des corrections nécessaires. Il est évident que la position du point A peut être précisée en reportant d'abord l'abscisse Δx et après, suivant la direction perpendiculaire, l'ordonnée Δy. Ce procédé-là est utilisé pour contrôler et préciser la position du point A sur le terrain.

Si après avoir reporté le segment mA, on fait, dans la même direction à partir du point A, le segment projeté AC, on aura sur le terrain le point C. A titre de contrôle, la position du point C est déterminée par rapport au point q du quadrillage en reportant les segments $\Delta y = y_c - y_q$ et $\Delta x = x_q - x_c$. La position du point D est précisée identiquement. Afin de la vérifier, on mesure le segment CD ou les diagonales AD et BC tout en comparant les résultats de mesurage avec le plan.

Afin de piqueter les mêmes points par procédé des coordonnées polaires, on détermine leurs angles polaires ainsi que les longueurs comprises entre le sommet de l'angle polaire et le point à piqueter. Ainsi, pour matérialiser sur le terrain le point A, il faut, Δy et Δx étant connus, mesurer l'angle β et la longueur pA. Ce procédé peut être aussi employé comme procédé de vérification.

Pour préciser la position sur le terrain des axes principaux de l'ouvrage, le théodolite est mis en station, successivement dans tous les points piquetés, et on vérifie la perpendicularité réciproque de ces axes. L'écart angulaire (à l'intersection les axes doivent former l'angle droit) est reconnu admissible par expérience.

Une erreur due au piquetage par abscisses et ordonnées est plus petite, si les distances sont plus courtes. Mais au contraire, c'est l'erreur due au centrage de l'instrument qui augmente. En ce qui concerne le procédé par coordonnées polaires l'influence des écarts angulaires sur le piquetage des points est plus grande par rapport au procédé précédent parce que la distance entre le sommet et le point à piqueter est toujours plus grande que les segments Δx et Δy. Les erreurs dues aux mesurages linéaires sont les mêmes pour les deux procédés.

Pratiquement, la précision du piquetage effectué par un ou autre procédé est presque la même.

Si la précision nécessaire est déterminée par l'erreur moyenne quadratique m_0 (voir la formule (c) du § 185), l'écart du point A sur le terrain (fig. 314) par rapport à ces coordonnées géodésiques supposant que ses déplacements dans les directions longitudinale et transversale soient égaux, l'erreur moyenne quadratique de son déplacement sera :

$$m = \pm \frac{m_0}{\sqrt{2}}.$$

Si, par exemple, $m_0 = \pm 2$ cm et $pA = d = 100$ m, alors

$$m = \pm 1{,}41 \text{ cm}.$$

Dans ce cas, la précision nécessaire de report de la distance $d=100$ mètres sera déterminée par l'erreur relative égale à peu près à $\frac{1}{700}$, et de l'angle β par l'erreur moyenne quadratique (voir la formule (a) de § 185), égale à :

$$m_\beta \leqslant 29''.$$

A noter : les coordonnées géodésiques à l'aide desquelles on détermine le point sont supposées correctes.

Implantation des chaises. Matérialisation des axes en dehors de l'emprise du bâtiment

Pour matérialiser les axes de l'ouvrage pendant la durée du chantier, le repérage des murs et des fondations s'effectue au moyen de chaises formées par des piquets enfoncés dans le sol et réunis en tête par une traverse en planche de telle façon que sa face supérieure soit horizontale (fig. 315). La ligne de traverse peut être ininterrompue, sauf les angles du bâtiment. Dans chaque angle du bâtiment, il existe donc deux chaises implantées perpendiculairement l'une à l'autre, à une distance de 3 mètres environ du nu des murs.

On reporte d'abord sur la traverse les axes principaux de l'ouvrage en plantant sur la face supérieure de celle-ci des clous. L'opération se fait à l'aide d'un théodolite. Ayant matérialisé les alignements *AC*, *CD*, *DB* et *BA* sur la face intérieure de la traverse, on fait des entailles verticales correspondant aux axes, et on inscrit les numéros de ces axes. La matérialisation des axes sur la traverse est effectuée à deux positions du limbe (visée de gauche et visée de droite). Les distances entre les axes sont mesurées avec une roulette en acier ou avec une bande appliquée sur la traverse. Le fil ou le ruban convenablement tendu entre les clous pour qu'il ne s'infléchisse pas, on applique aux points de leur intersection, un fil à plomb à l'aide duquel on arrive à reconstituer sur le terrain les points *A*, *B*, *C*, *D* si leurs repères sont démolis.

Les axes principaux reportés sur la traverse des chaises, on procède à la matérialisation des axes secondaires de l'ouvrage. Donc, au moyen de fils à plomb et d'instruments simples (roulette, ruban d'acier, fil d'acier, etc.), on peut reporter sur le terrain n'importe quel point de fondation du bâtiment en chantier par rapport à ses axes. Les axes servent de seule base à installer les éléments du bâtiment tels que : murs, colonnes, etc.

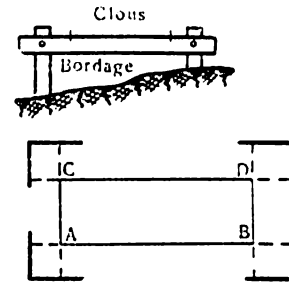


Fig. 315

Les fils de plomb, appliqués aux points d'intersections des rubans, marquent les points de rencontre des axes de construction. Quand on procède au piquetage détaillé des éléments de l'ouvrage, les fils de plomb sont déplacés le long du ruban, ou on utilise des fils à plomb plus lourds.

§ 189. REPORT SUR LE TERRAIN DES COTES DU PROJET. DÉTERMINATION DE LA COTE PROJET DU CHANTIER

Afin d'effectuer le piquetage en altimétrie, on a besoin des repères portant, de règle, les cotes absolues. Généralement, les points du quadrillage servent en même temps des repères de nivellement. Au cours des travaux de construction, on enfonce dans la fondation de l'ouvrage les repères temporaires à partir desquels on transmet les cotes sur les divers éléments du bâtiment. Pour les niveller, on utilise la cote projet qui n'est autre que le niveau de parquet du rez-de-chaussée. C'est la cote absolue indiquée sur le plan, qui correspond à la cote projet.

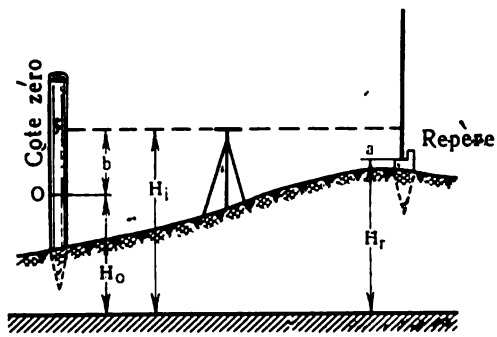


Fig. 316

Afin de repérer sur le piquet d'une chaise cette cote-là on met en station, entre le repère voisin et le piquet, un niveau, et en installant sur ce repère une mire, on effectue la lecture a (fig. 316). Soient la cote absolue du repère et la cote projet absolue égales successivement à H_r et H_0. Alors, la hauteur de l'instrument sera :

$$H_i = H_r + a,$$

et la cote projet absolue :

$$H_0 = H_i - b,$$

b étant la lecture de mire recherchée, si la mire était stationnée à la cote projet. Evidemment,

$$b = H_i - H_0.$$

La lecture de mire déterminée, la mire est stationnée à côté du piquet, et on commence à la déplacer jusqu'à ce que dans le champ visuel de la lunette du niveau, en face du trait horizontal, on ne voie pas la lecture trouvée b. Cette lecture effectuée, on matérialise

la cote projet par un trait de peinture dessiné sur le piquet de la chaise, en face du pied de la mire.

C'est ce trait-là qui sert d'origine quand on commence à préciser la position des éléments du bâtiment tel que : les baies de fenêtres ou de portes quand on procède à la construction des murs, ou le fond de la fouille qu'on a à escaver, etc.

Matérialisation en altitude d'un point projeté

L'opération est analogue à la précédente : on matérialise sur le terrain le point donné par un piquet de telle façon que la surface supérieure de sa tête ait la cote du projet. On installe le niveau et on effectue la lecture sur un repère voisin ou sur un point dont la cote est connue, après quoi on détermine la hauteur de l'instrument. En soustrayant de son altitude la cote du point de projet, on calcule la lecture sur ce point. Le piquet est enfoncé dans le sol de sorte que la lecture sur la mire installée sur ce piquet soit de même grandeur que la lecture calculée.

La cote du point reporté sur le terrain est vérifiée par rattachement au deuxième repère ou on nivelle ce point en modifiant la hauteur de l'instrument.

§ 190. REPORT SUR LE TERRAIN DES LIGNES ET DES SURFACES PLANES DU PROJET

Report d'une ligne. Reporter une ligne sur le terrain, c'est la matérialiser par des piquets de manière que leurs faces supérieures soient alignées dans le même plan de visée, et dont la dénivellation sera celle du projet. Avec un niveau, on détermine d'abord les cotes des points extrêmes de cette ligne, après quoi on précise sa position dans le plan vertical de visée, en matérialisant ses points extrêmes par des piquets (procédé décrit ci-dessus). On plante aussi les piquets intermédiaires en effectuant la dénivellation entre eux (procédé de réduction à l'horizon, fig. 317). Installons en un point, qui est à mi-distance entre les points extrêmes, un niveau de façon que ses deux vis de réglage soient dans la direction de cette ligne.

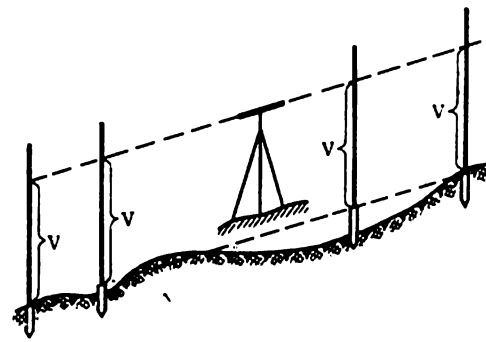


Fig. 317

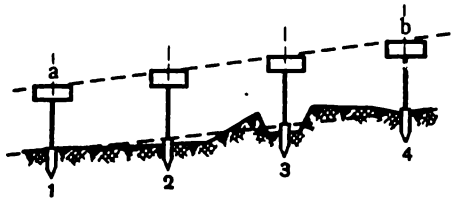


Fig. 318

Avec ces vis de réglage, on arrive à effectuer les mêmes lectures v sur les mires installées sur les piquets, qu'on y a plantés d'avance. La lecture v notée dans le carnet, on enfonce les piquets intermédiaires, ne perdant pas de vue la lecture obtenue.

Le niveau est installé de plus près de l'alignement pour que la ligne de visée suive la pente du projet.

Avec les voyants (fig. 318), on ne matérialise que les points intermédiaires (*3* et *4*) de la ligne de projet dont les points extrêmes sont piquetés d'avance, à l'aide d'un niveau. Deux voyants installés aux points extrêmes (*1* et *2*) qu'on a reportés sur le terrain par rapport aux cotes du projet, on stationne successivement le troisième aux points *3* et *4*, ce qui permet de piqueter toute la ligne dont la pente est déterminée par deux voyants. Une condition doit être observée : les points supérieurs des voyants doivent être placés dans l'alignement *ab*, alors que leurs points inférieurs déterminent la position des points se trouvant sur la ligne du projet ; évidemment la hauteur des voyants doit être la même.

Report d'une surface plane. Si la dénivellation est relativement petite, le piquetage d'une surface plane se fait très vite, si l'axe de rotation du niveau est perpendiculaire à la surface à piqueter (procédé de réduction à l'horizon). On commence par reporter sur le terrain les quatre points de départ *A*, *B*, *C*, *D* (au moins) qu'on matérialise par les piquets (fig. 317). Le quatrième est nécessaire pour contrôler les résultats. Le niveau stationné au point équidistant entre les points *A* et *B* de façon que ses deux vis de réglage soient dans la direction de la ligne *AB* (sur la fig. 319 la position des vis est marquée par les points). Avec ses vis, on arrive aux lectures identiques sur les mires installées aux points *A* et *B*, après quoi, en agissant seulement sur la troisième vis, on effectue la même lecture sur la mire au point *C*. L'opération doit être répétée, parce qu'en manipulant la troisième vis, on peut causer le déplacement indésirable de l'axe de l'instrument. Si l'axe de niveau est strictement perpendiculaire à la surface à piqueter, la lecture sur la mire au point *D* sera analogue à celles aux points *A*, *B* et *C*. Afin de reporter sur le terrain n'importe quel point de la surface à piqueter, par

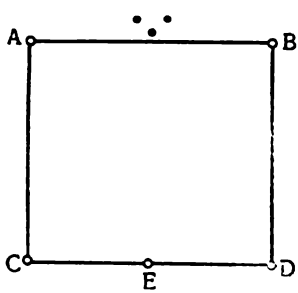


Fig. 319

exemple, le point E, le piquet à ce point doit être planté de telle sorte que la lecture qu'on effectue sur la mire installée sur ce piquet, soit identique aux lectures précédentes.

Afin d'éliminer l'influence sensible de la non-perpendicularité de l'axe de visée sur l'axe de rotation de l'instrument, on est obligé de le vérifier avant de procéder à l'opération.

§ 191. HAUTEUR DE L'OUVRAGE

Les opérations géodésiques qui précèdent la construction d'une voie de communication exigent souvent de déterminer la hauteur des bâtiments, des installations et d'autres hautes constructions (lignes aériennes de télécommunications ou électrifiées, etc., fig. 320). Soit le point B, la projection sur le terrain du point A d'un câble électrique. Dans un point du terrain, par exemple, M, dont on connaît la cote, est installé le théodolite, et on mesure la distance d, c'est-à-dire la distance instrument — point B. De la fig. 320, on voit que :

$$h = h_1 + h_2 = d(\operatorname{tg} \alpha_1 + \operatorname{tg} \alpha_2),$$

α_1 et α_2 étant les angles verticaux mesurés sur les points A et B à deux positions du limbe vertical.

Si H_m est la cote du point de mise en station de l'instrument, la cote du point A sera :

$$H_A = H_m + i + d \operatorname{tg} \alpha_1,$$

i étant la hauteur de l'instrument.

Connaissant la cote du point B (H_B), on peut aussi déterminer H_A :

$$H_A = H_B + d\ (\operatorname{tg} \alpha_1 + \operatorname{tg} \alpha_2).$$

La hauteur de l'ouvrage est précisée deux fois, à de différentes distances d.

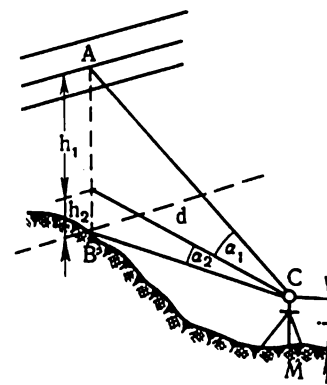


Fig. 320

§ 192. OPÉRATIONS GÉODÉSIQUES SPÉCIALES EXÉCUTÉES AU MONTAGE D'UNE CONSTRUCTION EN CHANTIER

Une large utilisation en construction d'éléments préfabriqués à très grande précision de leurs dimensions, exige non seulement le piquetage détaillé de l'ouvrage mais aussi la pose d'une extrême précision de ces éléments. Cette opération se fait dans le système des axes de l'ouvrage. La matérialisation de ces axes, par rapport

auxquels on exécute le montage de toute sorte de constructions, surtout des constructions métalliques, ainsi que leur mise en place d'après le projet, doivent être très exactes ; l'erreur moyenne quadratique due à la position réciproque des éléments de construction en plan et en altitude, ne doit être supérieure à ±2 ou 3 mm. La précision du montage du matériel d'une entreprise est déterminée par une tolérance de 1 ou 2 mm ; s'il s'agit d'une machine de haute précision, la tolérance ne dépasse pas 0,3 ou 0,5 mm. Les nouveaux procédés de construction dits procédés industriels ont radicalement changé l'exécution des travaux : les opérations exécutées autrefois alternativement, se font maintenant d'une façon parallèle ; on peut dire que le chantier devient de plus en plus l'atelier d'assemblage, avec cette décomposition des travaux en opérations élémentaires. Autrement dit, la construction d'un bâtiment n'est autre que le montage des éléments préfabriqués. Cela veut dire que la précision d'un élément ne passe pas inaperçue pour un autre. Par exemple, la précision du piquetage des murs, doit correspondre à celle de montage des constructions standard qu'on monte dans les murs.

Ce sont les axes principaux de l'ouvrage qui servent de base géodésique de ces opérations, puisque la précision de celles-ci dépend de la précision de matérialisation des axes de l'ouvrage en chantier. Les travaux à exécuter exigent parfois qu'on fasse les mesures géodésiques nécessaires à l'altitude plus de 200 mètres. C'est surtout qu'on doit prêter l'attention à l'implantation des dalles d'appui et des colonnes de l'ossature de l'ouvrage.

De nos jours, on utilise de plus en plus largement les éléments en béton armé préfabriqués ce qui permet d'industrialiser au maximum le bâtiment, d'élever la qualité de construction et d'abaisser le prix de revient des travaux. La technique de la préfabrication s'étant perfectionnée considérablement depuis quelques années, on procède au montage de grands panneaux préfabriqués, ce qui exige d'élaborer les procédés spéciaux d'implantation du gros œuvre, qui est précédée par le contrôle des éléments en béton armé. La mesure de ces éléments se fait avec des rubans d'acier ou avec des règles de précision. Quand on procède au montage de la superstructure de l'ouvrage, l'opération géodésique consiste à vérifier la mise en place des éléments avant de les avoir fixés. Pour cela, on a recours aux axes ou aux côtés d'un quadrillage de montage qui n'est autre que le plan orthogonal épaissi. Si on n'arrive pas à observer, avec un théodolite installé sur les points du quadrillage de montage, tout le bâtiment en altitude, les points de ce quadrillage sont à être reportés sur les niveaux d'étage supérieurs où ils sont repérés sur les plates-formes en encorbellements spéciaux. La mise en place altimétrique des éléments est vérifiée par rapport au réseau de repères de construction. L'observation géodésique se fait pour chaque élément à part dont les limites sont les axes transversaux du bâtiment ou de l'ouvrage.

§ 193. LA MISE EN POSITION VERTICALE DES COLONNES

Ce procédé consiste à piqueter les axes sur lesquels sont mises en place les colonnes de l'ossature de l'ouvrage. Il a pour base la contexture géodésique du plan. Les colonnes sont les éléments essentiels des bâtiments à ossature, et leur mise en place détermine l'emplacement correct ou incorrect d'autres éléments. Avant de monter les colonnes verticalement, on vérifie la position des fondations par rapport aux axes. Dans ce but, on prolonge les axes du bâtiment sur la fondation, et, à l'aide de deux théodolites stationnés successivement aux points de repérage des axes (points *A*, *B*, *C* et *1*, *2*, *3*, *4* fig. 321), on reporte et repère ces points sur les bords de chaque fondation en y dessinant, en face du trait vertical du réticule, des points se trouvant sur les alignements correspondants des axes. Les points sont ensuite matérialisés par des traits ou des trous de pointeau gravés sur des marques métalliques.

Le levage d'une colonne en béton armé est effectué au moyen d'une grue.

La colonne est mise en place dans un trou d'ancrage pratiqué spécialement en fondation de façon que les traits axiaux portés sur le pied de la colonne coïncident avec ceux qu'on a portés sur la fondation. Sa verticalité est préalablement vérifiée avec un fil à plomb ; avant de l'ancrer définitivement, on la vérifie de nouveau en visant deux théodolites qu'on a stationnés sur les axes réciproquement perpendiculaires sur les traits portés d'en bas et d'en haut de la colonne. L'opération est faite à deux positions du limbe vertical du théodolite (méthode par retournement), dont l'axe de rotation est strictement vertical. Si la précision doit être particuliè-

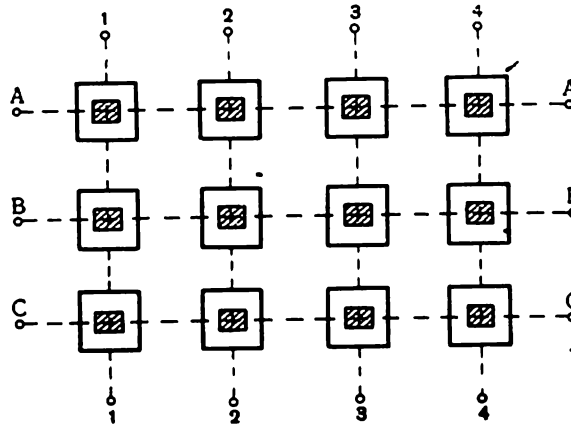


Fig. 321

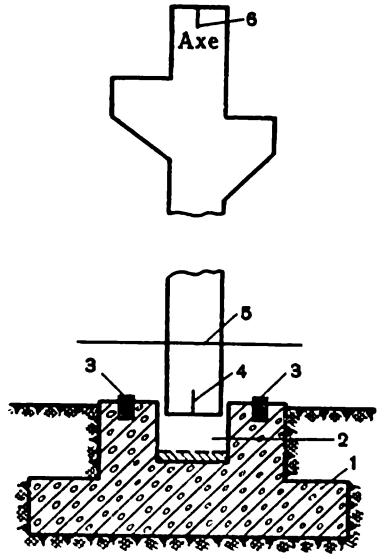


Fig. 322

1. fondation. — 2. trou d'ancrage. — 3. signal géodésique. — 4 et 6. traits axiaux. — 5. trait horizontal à partir duquel on mesure à la roulette la partie supérieure de la colonne

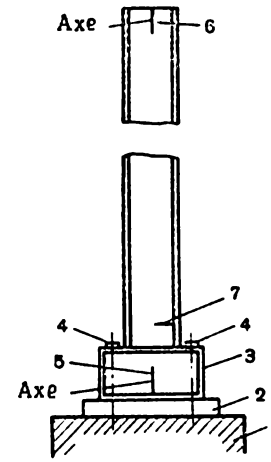


Fig. 323

1. fondation. — 2. dalle d'appui. — 3. sabot de la colonne. — 4. boulons d'ancrage. — 5. trait axial inférieur. — 6. trait axial supérieur. — 7. trait horizontal

rement haute, on a recours au théodolite muni d'une nivelle liée à l'axe de rotation de la lunette. La colonne étant montée définitivement, on reporte sur sa coupe supérieure le point d'intersection des axes réciproquement perpendiculaires au moyen desquels elle a été mise en place. La coupe supérieure doit avoir sa cote fournie par le projet (fig. 322).

En ce qui concerne le montage des bâtiments à ossature en béton armé, l'écart de chaque élément, en plan et en altitude, par rapport aux axes ou aux surfaces planes du projet, est admissible quand il n'est plus grand de 5 millimètres.

Au cours de montage des colonnes en acier (fig. 323), il ne faut pas perdre de vue que les traits de repérage portés sur son sabot, doivent coïncider avec ceux de fondation, et les boulons d'ancrage doivent entrer dans les trous du sabot. Afin de vérifier la verticalité des colonnes, on a recours au procédé décrit ci-dessus. Après avoir monté les colonnes, on nivelle leurs points supérieurs. Les cotes des consoles et des points supérieurs des colonnes peuvent être déterminées, si on a les données de mesurage des colonnes et cotes projets.

§ 194. MONTAGE DU MATÉRIEL

Au cours du montage du matériel, les axes de montage sont choisis de façon qu'ils soient parallèles aux axes de fondation et coïncident avec quelques lignes ou surfaces planes du matériel. Les points d'intersection des axes longitudinaux et transversaux sont reportés sur la fondation par théodolites optiques et repérés par signaux temporaires. Les distances entre les axes sont mesurées avec des bandes à échelle, et les angles avec des théodolites optiques. Si l'écart entre les résultats de mesure et le plan est supérieur à l'écart admissible, on déplace, par conséquence, les axes ainsi que les points repérant le prolongement des axes.

Les axes principaux sont matérialisés par des signaux spéciaux plantés dans le sol ce qui permet d'installer rapidement sur le centre de ces points topographiques des instruments géodésiques ou des voyants. La face supérieure du signal est munie d'un clou à tête ronde servant de repère. Le centre et son repère sont protégés par des couvercles.

Afin de mettre en place le matériel, on peut aussi procéder au tracé de l'axe sur les objets correspondants, en tendant un cordeau dans l'alignement de l'axe donné et en utilisant un fil à plomb. L'erreur moyenne quadratique sera alors de ± 3 à 5 mm.

La précision de report peut être augmentée jusqu'à $\pm 0{,}3$ mm si l'on exécute cette opération avec un instrument spécial (fig. 324), en tendant une corde d'acier de 0,3 à 0,5 mm de diamètre.

Pour installer le matériel et ses éléments dans l'alignement de l'axe de montage déterminé par les centres *A* et *B* des signaux spéciaux plantés dans le sol, les instruments optiques sont stationnés sur ces éléments ; avec cela les plans des instruments doivent coïncider avec les axes ou les bords du matériel. On déplace ensuite l'élément et les instruments avec jusqu'à ce que les axes de visée des lunettes ne soient pas pointés sur la corde qu'on a tendue

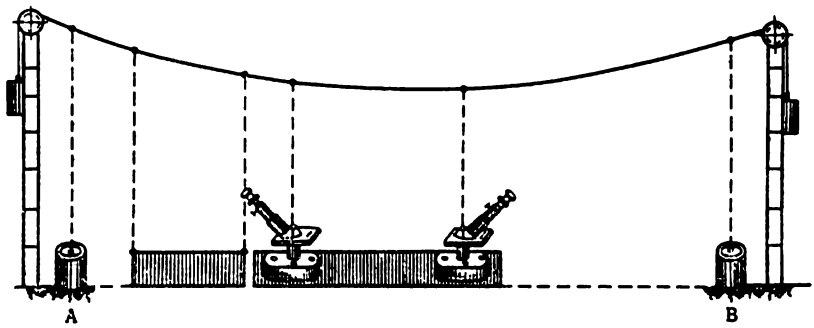


Fig. 324

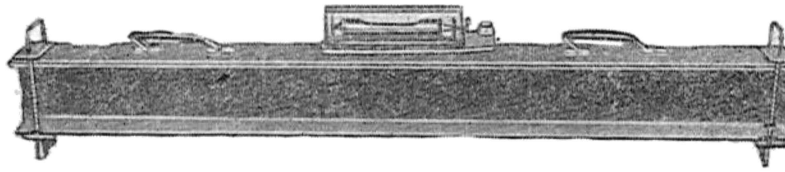


Fig. 325

au-dessus. En même temps l'élément est mis à l'altitude prescrite par le projet.

La mise en place préalable se fait à l'aide d'un niveau du type HA-1 ou HБ-2 muni d'une mince lame parallèle, et d'une mire en invar. La hauteur est mesurée au moyen des coins qu'on bourre sous l'élément. L'erreur moyenne quadratique ne dépasse pas 1 mm.

Afin que la mise en place altimétrique définitive soit de haute précision, c'est-à-dire l'erreur moyenne quadratique de chaque dénivellation soit de $\pm 0{,}01$ mm environ, on peut utiliser le microniveau (fig. 325) la partie essentielle duquel est une nivelle cylindrique dont la précision est de 5″. La nivelle est fixée au milieu d'un support muni des points d'appui. Cet appareil est destiné à mesurer les petites dénivellations de ± 1 mm environ entre les points qui sont assez proches. C'est pourquoi cette opération de nivellement est appelée le micronivellement.

CHAPITRE XXIV

TRACÉ SUR LE TERRAIN D'UNE VOIE DE COMMUNICATION

§ 195. NIVELLEMENT D'UNE VOIE PROJETÉE

L'écart admissible calculé par la formule $\pm 50\sqrt{L}$ mm est utilisé au tracé d'une voie de communication. Si l'on veut calculer l'ouverture d'un point ou construire un pont ou bien reporter les cotes absolues sur le tracé afin de la rattacher au réseau de nivellement d'Etat, ou enfin si l'on doit effectuer un double nivellement dans la zone d'un pont, d'un croisement des routes ainsi qu'à la traversée d'une agglomération.

Dans le cas classique, l'écart admissible entre le premier et le second niveaux ne doit pas dépasser $\pm 10\sqrt{L}$ centimètres, L étant exprimé en kilomètres, c'est-à-dire la tolérance pour un kilomètre au cheminement de double nivellement est de ± 100 millimètres.

Une telle tolérance permet d'utiliser les mires à graduation plus grande ainsi que d'augmenter les distances « niveau — mire ».

D'après le nouveau règlement le tracé est nivelé en calculant les cotes conventionnelles. Le tracé est rattaché aux repères du réseau de nivellement d'Etat et les azimuts vrais sont déterminés si le tracé passe par des agglomérations et par des ponts, où il joint aux routes déjà existantes. Le nivellement du tracé se fait au moyen de n'importe quel niveau, y compris les niveaux automatiques. Dans les régions de montagnes ou très accidentées, il est recommandé d'employer les niveaux autoréducteurs (voir le § 196).

De règle, on procède au nivellement en partant d'un point central du tracé, la portée de visée variant de 100 à 150 mètres. Pour préciser l'opération, on réitère le nivellement par un cheminement de retour, mais le nivellement simple est aussi possible, dans le dernier cas, on nivelle en changeant la hauteur de l'instrument et en utilisant une mire à double chiffraison et la méthode des points de contrôle. La lecture de mire est effectuée en centimètres (et non pas en millimètres, comme dans le cas du nivellement technique).

Le profil en long est construit à l'issue d'un levé topographique exécuté avec le premier niveau et vérifié avec le second. Les tronçons adjaçants du tracé dont la précision du nivellement n'est pas la même, ne sont pas rattachés à leurs points de jonction. Un gradin (fig. 326) formé dans les cotes est noté dans les carnets correspondants ainsi que sur le profil en long.

La fig. 326 montre l'alternance des tronçons nivelés à de différentes précisions.

Le plan d'études nécessaire aux levés est établi par double nivellement des cheminements principaux dont l'écart admissible n'est plus de ± 10 centimètres indépendamment de la longueur du cheminement. Si la surface du terrain à lever n'est pas grande, il est possible de faire la dénivellation des stations par procédé tachéométrique, en calculant et rattachant les cotes sur les terrains. Les stations sont rattachées aux repères du réseau de nivellement d'Etat ; s'il n'y en a pas, on a recours à l'établissement du plan à cotes conventionnelles.

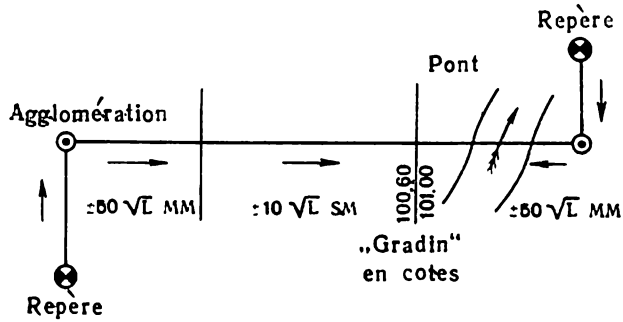


Fig. 326

§ 196. NIVEAU AUTOREDUCTEUR DU TYPE НЛ-3

Le niveau type НЛ-3 (fig. 327) à variation de pente constante est surtout utilisé dans des régions accidentées. Il est muni d'une nivelle à viseur. Au centre du champ visuel de la lunette (fig. 328), on peut voir, sur une petite bande argentée, un trait stadimétrique de la nivelle qui se déplace si l'angle stadimétrique est changé. Dans la partie droite du champ visuel se dessine le réticule de la lunette.

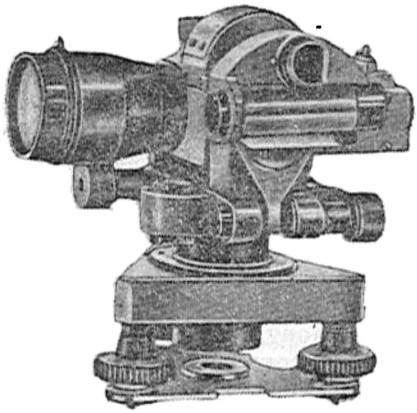


Fig. 327

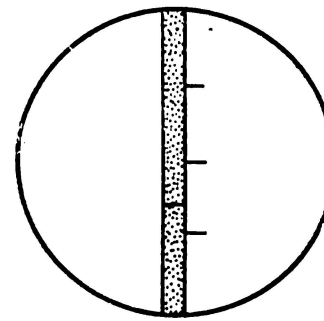


Fig. 328

Les caractéristiques principales du niveau :

— rapport stadimétrique de la lunette : 100 ;

— rapport diastométrique de la lunette : $\pm 3°30'$;

— grossissement : 31 ;

— champ visuel : $1°30'$;

— précision de la nivelle cylindrique : 30 à 45″ pour 2 millimètres ;

— erreur d'appréciation de la position de la bulle : 5.

La distance à mesurer peut être déterminée avec ou sans réduction à l'horizon, dans les limites indiquées ci-dessus.

Le déplacement du trait stadimétrique dans le champ visuel de la lunette s'effectue de telle façon qu'en réduisant à l'horizon la différence $n—b$ des lectures de mire faites sur le trait médian du réticule et sur le trait stadimétrique, multipliée par le rapport stadimétrique k, est égale au produit $d \operatorname{tg} \alpha$, c'est-à-dire à $k(n-b) = d \operatorname{tg} \alpha$, d'où on a :

$$h = d \operatorname{tg} \alpha + i - n = k(n-b) + i - n.$$

Si les deux mires sont équidistantes par rapport au niveau, on fera la même lecture n, et la formule de dénivellation sera simplifiée :

$$h=k(a-b),$$

a et b étant les lectures faites à l'aide du trait stadimétrique sur les mires avant et arrière.

En procédant au nivellement, on ne fait pas balancer les mires, on les installent verticalement, à l'aide d'une nivelle sphérique dont chaque mire est munie. Avant de lire sur le trait stadimétrique, la bulle de la nivelle cylindrique est ramenée au point zéro.

Le trait médian du réticule est pointé sur les différentes graduations n_a et n_b des mires avant et arrière, si la partie de la mire dont on a besoin, n'est pas dans le champ visuel. Alors la dénivellation H sera :

$$h=k(a-b)-(k-1)(n_a-n_b).$$

Lorsque $n_a=n_b$, la formule simplifie :

$$h=k(a-b).$$

Le niveau autoréducteur du type НЛ-3 ne diffère presque pas du modèle plus récent. Seulement, la nivelle à viseur du dernier modèle est pourvue de deux traits complémentaires gravés symétriquement au trait principal ce qui permet d'augmenter le rapport diastimométrique jusqu'à ±6, celui-ci du trait principal étant de ±3°10′.

Les traits stadimétriques de la nivelle sont vus dans la partie gauche du champ visuel de la lunette du НЛ-2 (fig. 329), le réticule, dans la partie droite.

De plus, dans la partie gauche on voit une échelle de correction qui sert à additionner au trait principal les lectures faites aux traits complémentaires. La partie de l'échelle portant le signe — est utilisée, si la dénivellation est positive, et le signe +, si la dénivellation est négative.

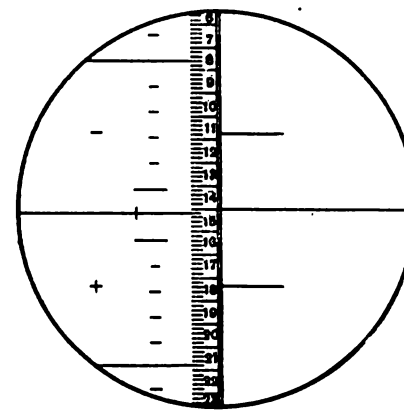


Fig. 329

§ 197. TACHÉOMÉTRIE. MÉTHODE DE NIVELLEMENT D'UNE VOIE DE COMMUNICATION

Sur le terrain accidenté, en exécutant la reconnaissance de tracé d'une voie, on peut se servir d'un tachéomètre. Le nivellement, effectué à l'aide de cet instrument géodésique, diffère considérablement des procédés qu'on utilise au nivellement géométrique.

Toutes les distances à niveler sont mesurées au moyen d'un stadimètre, sans les avoir piquetées. Les points de station sont les points caractéristiques du tracé se trouvant l'un de l'autre à des distances limites à viser. Les points de côté sont levés et nivelés seulement pour caractériser les objets les plus importants du plan et du relief. On ne matérialise que les angles aux sommets du cheminement et les points de station du tachéomètre ; les points intermédiaires n'étant pas piquetés, sont déterminés par les mires qu'on installe sur eux directement sur le sol. La précision de cette opération faite à l'aide d'un tachéomètre, n'est pas haute.

Les distances entre les stations voisines dépendent du relief et d'autres conditions ; en tout cas, elles doivent être grandes au maximum, généralement de 600 à 800 mètres. La mesure des distances et des dénivellations se fait deux fois : au titre de vérification, on réitère le cheminement, dont la longueur est mesurée en kilomètres compte tenu de sa réitération.

Soit le point *A* (fig. 330) à partir duquel on a mesuré la distance *AB*, l'angle vertical dont le sommet est le point *B*, ainsi que les distances intermédiaires a_a, a_b et a_c et les angles verticaux dont les sommets sont successivement les points intermédiaires *a*, *b*, *c*. L'instrument stationné au point *B*, on oriente le limbe suivant l'alignement *BA* tout en visant la mire au point *A* et on effectue une lecture de contrôle (on vérifie la distance *BA* et l'angle vertical dont le sommet est le point *A*). Après avoir retourné la lunette de 180°, on donne le signal au porte-mire qu'il puisse passer du point *A* au point *B*. Ceci fait, on l'envoie au point *C* et, en passant, on mesure les distances intermédiaires *B1*, *B2*, *BC* ainsi que les angles verticaux avec les sommets successivement aux points intermédiaires *1*, *2*, *3*. Ayant mesuré l'angle au sommet, on détermine, avec un stadimètre, la distance *BC* et l'angle vertical dont le sommet

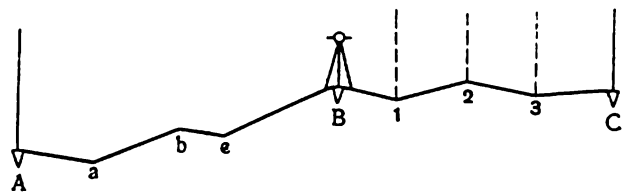


Fig. 330

se trouve au point *C*. Les opérations terminées au point *B*, le tachéomètre est déplacé au point C, dans lequel on procède au travail analogue.

Afin d'accélérer l'opération, on peut sauter une station sur deux. Dans ce cas, l'instrument n'est installé qu'au point *B*, les mires se trouvant aux points voisins *A* et *C*. Celles-ci servent à relier l'instrument aux points précédent et suivant. L'opération terminée, le tachéomètre est mis en station non pas au point *C*, mais dans un autre se trouvant à une distance maxima du point *C*, et ainsi de suite. Le nombre de stations à lever est deux fois réduit, mais la précision de nivellement est considérablement diminuée.

Le profil en long du cheminement est implanté de façon générale, mais au lieu de numération des piquets, on numérote les points de station, parce qu'il n'y a pas de piquets sur le terrain ni sur le profil.

Afin d'évaluer la précision du nivellement, nous nous rappelons la formule :

$$h = d \operatorname{tg} \alpha,$$

d'où

$$\ln h = \ln d + \ln \operatorname{tg} \alpha.$$

En différentiant, on trouve que :

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta d}{d} + \frac{\Delta \alpha}{\operatorname{tg} \alpha \cdot \cos^2 \alpha}. \qquad \text{(XXIV.1)}$$

Si l'angle α est petit, on peut supposer que $\cos^2 \alpha = 1$ et $\operatorname{tg} \alpha = \alpha$ (en radians).

Alors la formule déduite ci-dessus sera :

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta d}{d} + \frac{\Delta \alpha}{\alpha}. \qquad \text{(XXIV.2)}$$

Lorsqu'on mesure les distances avec un ruban d'acier ou avec un stadimètre de haute précision, l'erreur relative $\frac{\Delta d}{d}$ sera plus petite que $\frac{\Delta \alpha}{\alpha}$.

Soient $\alpha = 1° = 60'$ et $\Delta \alpha = 1'$ d'où $\frac{\Delta \alpha}{\alpha} = \frac{1}{60}$. Alors $\frac{\Delta d}{d}$ sera $\frac{1}{300}$ à $\frac{1}{400}$ (si l'on mesure à l'aide d'un stadimètre), ou même $\frac{1}{2000}$ (si l'on mesure à l'aide d'un ruban d'acier).

Par conséquent, lorsque l'angle de pente est petit, c'est le deuxième terme de la formule (XXIV.2), qui détermine la précision de la dénivellation calculée, c'est-à-dire la précision de l'angle de pente à mesurer.

C'est pourquoi, sur le terrain plat, il est recommandé de remplacer le nivellement trigonométrique par le nivellement géométrique. Ayant mis en station le tachéomètre, on ramène l'axe de visée en position horizontale, et on effectue le nivellement. La précision dont on a besoin, peut être déterminée plus vite. On sait que

$$\Delta h = \frac{d\Delta\alpha}{\cos^2\alpha} + \Delta d \operatorname{tg}\alpha. \qquad \text{(XXIV.3)}$$

En divisant cette égalité par d et supposant que $\cos^2\alpha = 1$, on aura :

$$\frac{\Delta h}{d} = \Delta\alpha + \frac{\Delta d}{d}\operatorname{tg}\alpha. \qquad \text{(XXIV.4)}$$

Si, par exemple, $\frac{\Delta d}{d} = \frac{1}{2000}$ et $\alpha = 5°$, on aura :

$$\frac{\Delta d}{d}\operatorname{tg}\alpha \approx \frac{1}{23\,000},$$

alors qu'en mesurant l'angle α à une erreur inévitable $\pm 30''$, on a :

$$\Delta\alpha = \frac{30''}{206\,265''} \approx \frac{1}{6900} = 0{,}000\,145.$$

En négligeant le deuxième terme de la formule (XXIV.4), on trouve que

$$\frac{\Delta h}{d} = \Delta\alpha. \qquad \text{(XXIV.5)}$$

Mais $\frac{\Delta h}{d}$ exprime la grandeur du changement de pente $\frac{h}{d}$ de l'alignement d correspondant au changement de la dénivellation h à la grandeur Δh, et ce changement dans lesdites conditions est égal, en nombres, à l'erreur qu'on a faite en mesurant l'angle α, exprimée en radians.

C'est ainsi que le changement de la pente à une grandeur $\pm 0{,}000\,145$ correspond à l'erreur $\pm 30''$ qu'on fait en calculant l'angle α.

Connaissant la grandeur du changement admissible de la pente, on peut trouver la précision de mesure de l'angle nécessaire au nivellement tachéométrique.

§ 198. TRACÉ DES COURBES DE RACCORDEMENT

En plan, le tracé se compose d'alignements droits et de courbes circulaires, et la transition de l'un à l'autre ne passe pas inaperçue pour la circulation. Tout véhicule n'évite pas la brusque intervention de la force centrifuge. Afin de diminuer son effet, il faut

réduire petit à petit le rayon de la courbe, en intercalant entre l'alignement et la courbe une courbe de raccordement dont le rayon passe de l'infini à celui de la courbe circulaire.

Le choix rationnel du type de la courbe de raccordement dépend, en général, de la configuration de la route et de la vitesse de circulation prévue. De nos jours, on utilise le plus souvent la clothoïde ou spirale de transition, dont l'équation est suivante

$$\rho = \frac{C}{s},$$

ρ étant le rayon de courbure variable ; S, la longueur de la courbe comprise entre son point d'entrée en courbe et n'importe quel point de la courbe ; C, une grandeur constante.

Afin de réaliser, à l'aide d'une courbe de transition FB (fig. 331), le raccordement entre l'alignement et la courbe circulaire, la plus simple opération consiste à déplacer la courbe circulaire AA_1 à rayon R à une grandeur p de manière que son centre soit le même. Dans ce cas, la courbe passera par la ligne BB_1, concentrique par rapport à la ligne AA_1, son rayon sera $R - p$. La ligne $F_1 B_1$ est aussi la courbe d'accordement analogue à courbe FB. La distance $t = FA$ qui relie le point de contact entre la courbe de raccordement et l'alignement au point d'entrée de la courbe non déplacée, est appelée la tangente complémentaire, et la grandeur p, le déplacement de la courbe circulaire.

Les points de contact (F et F_1) de la courbe de raccordement sont ses points principaux. En reportant les tangentes t qui prennent comme point de départ, les points d'entrée en courbe de la courbe circulaire, on détermine les points principaux de la courbe de raccordement.

Le piquetage de cette courbe se fait, en général, en mesurant sur le terrain les coordonnées rectanguaires x, y. L'origine des coordonnées est le point de tangence F. L'axe adopté pour mesurer les abscisses est la tangente FM. A l'implantation des courbures à courbes circulaires, on utilise des tables spéciales. D'après la valeur du rayon R de la courbe, la longueur de

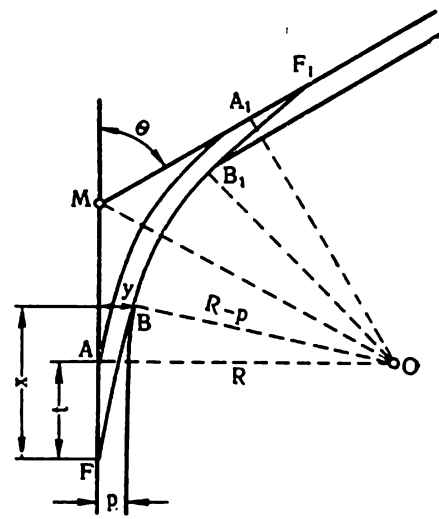


Fig. 331

la courbe de raccordement et l'angle au sommet, on détérmine les longueurs de la tangente de la courbure et de la bissectrice servant à implanter sur le terrain les points principaux de la courbe définitive (le même procédé qu'à la matérialisation des points principaux des courbes circulaires).

§ 199. RECONSTITUTION DU TRACÉ

Avant de procéder à la construction d'une voie, son tracé est reconstitué et piqueté. On commence à l'implanter à partir des angles aux sommets qu'on trouve, sur le terrain, par mesurages qu'on effectue en partant des objets caractéristiques du terrain dessinés sur le croquis ; on peut recourir au procédé de l'intersection directe en employant deux angles aux sommets voisins du tracé dont les signaux existent encore.

Lorsqu'il n'y a plus de signaux, les tronçons correspondants du tracé doivent être piquetés de nouveau, d'après le projet définitif de la voie en construction. Le piquetage du tracé et l'implantation détaillée des courbes effectués, le tracé est nivelé, après quoi, ayant les données plus précises, on procède à son implantation définitive. En même temps, s'il le faut, on piquète et nivelle les profils en travers complémentaires.

Les points reconstitués du tracé sont piquetés sur le terrain. Mais il est presque impossible de les conserver pendant la construction, puisque la configuration du terrain est modifiée par les opérations de terrassement ; c'est pourquoi il faut les référer (points de station, points positifs, points d'entrée et de sortie en courbe) de l'axe à d'autres points, choisis en des endroits où le terrain ne sera pas affecté (distance maxima est égale alors à la double portée d'action d'un instrument géodésique). Les points se trouvant sur les alignements, sont réferes suivant les perpendiculaires construites à l'axe de la route, les points se trouvant sur les courbes suivant les perpendiculaires construites aux tangentes.

Les points ainsi reportés sont fixés par des garde-piquets dont la face portant l'inscription est du côté de l'axe de la voie. Les angles aux sommets sont matérialisés par des points plantés dans le sol à fleur de terre et par des bornes spéciales.

§ 200. PIQUETAGE D'UNE PLATE-FORME DE LA VOIE EN CONSTRUCTION

La plate-forme d'une voie en construction est une bande de terrain comprenant les remblais et les déblais limités des côtés par les talus, dont la limite d'en haut est appelée le bord supérieur et la limite d'en bas, le pied de chaussée. La projection du talus sur le plan horizontal est appelée le dévers d'un talus. Afin d'évacuer

l'eau superficielle ruisselant sur la chaussée, on construit parallèlement à la voie les fossés de la route.

Avant de procéder au terrassement, on installe dans tous les points piquetés de l'axe de la route, en endroits du futur remblai, des nivelettes. La longueur d'une nivelette plantée au point prévu, doit être égale à la cote du remblai, déterminée au bureau, y compris le coefficient d'abaissement qui dépend de la nature des sols ainsi que de leur état compacté.

Au cours du terrassement, on reporte la cote du plan d'exécution sur les garde-piquets implantés à proximité des points du profil en travers référés en des endroits où le terrain ne sera pas affecté. De plus, on matérialise les points d'intersection des talus des remblais et des déblais à la surface terrestre.

Piquetage du remblai

L'opération est commencée au point *O* de l'axe où on avait installé une nivelette (fig. 332). Sur les perpendiculaires construites à l'axe du tracé, à l'aide d'une mire à nivelle, on piquète les points *a* et *b* qui ne sont autres que la projection des bords supérieurs des talus aux points *A* et *B*. A partir de ces points, on reporte, à l'aide de la même mire à nivelle, les distances calculées suivant la hauteur du remblai et la rapidité de la pente du talus et, aux points ainsi déterminés *c* et *d*, on plante des piquets. Les distances à reporter à partir de ces piquets jusqu'aux points *M* et *N* d'intersection des talus à la surface terrestre sont déterminées à l'aide d'un triangle muni d'une nivelle. L'opération consiste à appliquer l'hypoténuse du triangle aux piquets *c* et *d*.

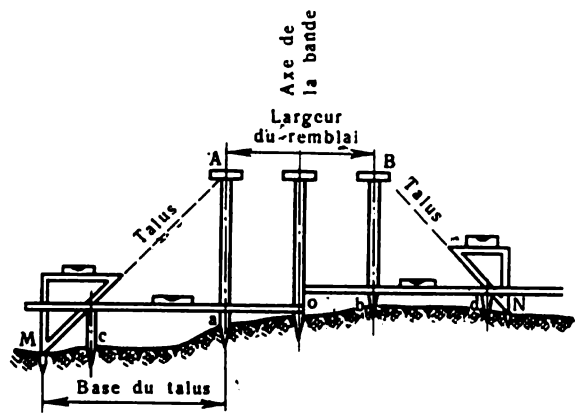


Fig. 332

Piquetage du déblai

Sur la perpendiculaire à l'axe du tracé, on reporte dans deux sens des distances égale chacune à la mi-largeur de la plate-forme y compris la largeur supérieure des fossés de protection et celle de la projection de la pente du talus. L'opération est effectuée à la mire à nivelle installée sur le point d'intersection de l'axe à la perpendiculaire (en *O*, fig. 333). Ces distances-là sont projetées, à

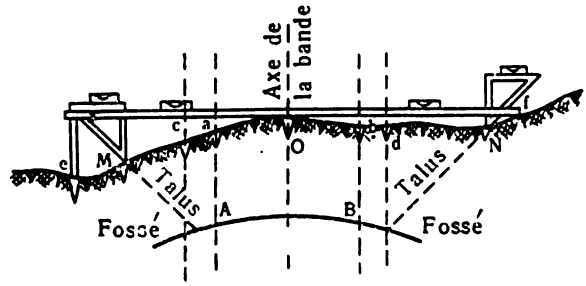


Fig. 333

l'aide d'un fil à plomb et des triangles munis de nivelles, à la surface du terrain, et les points correspondants sont matérialisés par des piquets.

L'erreur admissible en plan ne doit pas être plus de ±5 centimètres, et celle en altitude, plus de ±3 centimètres.

§ 201. RATTACHEMENT DU TRACÉ AUX STATIONS TRIGONOMÉTRIQUES ET DE POLYGONATION. PROCÉDÉS DE LA PLANIMÉTRIE

Premier cas. Soit un point de station connu *P* (fig. 334). La distance *d* entre le point à rattacher de l'axe *M* et le point de station *P* peut être mesurée directement ou calculée, lorsque cette distance est inaccessible. Pour déterminer le gisement ou l'azimut vrai de l'alignement *MP*, on mesure l'angle horizontal β ou on procède aux observations astronomiques afin de trouver l'azimut vrai *A* de l'alignement *MP*. Ayant calculé le rapprochement de méridiens, on peut passer facilement de l'azimut vrai au gisement.

Désignons la direction de l'alignement *PM* par des parenthèses rondes ; celle-ci étant déterminée par azimut ou par gisement. Alors, connaissant *d* et (*PM*) et ayant les coordonnées d'origine x_P et y_P du point de station *P*, on calcule les coordonnées du point *M* à rattacher :

$$x_M = x_P + d \cos (PM)$$

et

$$y_M = y_P + d \sin (PM),$$

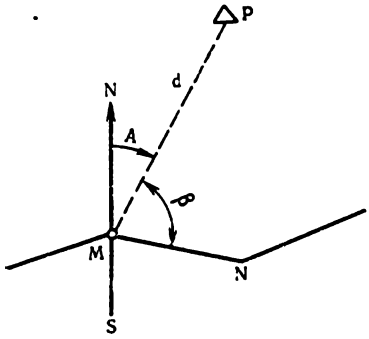


Fig. 334

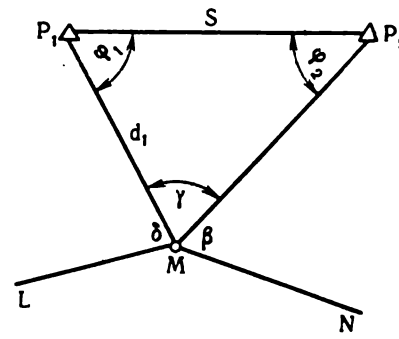


Fig. 335

ainsi que la direction :

$$(MN) = (MP) + \beta.$$

Deuxième cas. Soit à déterminer un point inconnu M à partir de 2 points connus P_1 et P_2.

Intersection proprement dite. Lorsque le point M est visible des points de station P_1 et P_2 (fig. 335), les coordonnées peuvent être reportées par mesurage des angles du triangle MP_1P_2. Afin de transmettre les directions sur les alignements ML et MN, on mesure encore les angles adjacents β et δ. Les coordonnées des points de station étant connues, on trouve, en résolvant le problème géodésique inverse, la longueur P_1P_2 et les directions (P_1P_2) et (P_2P_1). Déterminant le triangle MP_1P_2 à partir de son côté P_1P_2 et deux angles connus, on a les longueurs de ses côtés P_1M et P_2M dont les directions calculées d'après les angles φ_1 et φ_2 sont :

$$(P_1M) = (P_1P_2) + \varphi_1,$$
$$(P_2M) = (P_2P_1) + \varphi_2.$$

Vérification. Utilisant les angles mesurés β, γ et δ on peut, au titre de vérification, déterminer deux fois les coordonnées du point M :

$$x_M = x_{P_1} + P_1M \cos (P_1M) = x_{P_2} + P_2M \cos (P_2M),$$
$$y_M = y_{P_1} + P_1M \sin (P_1M) = y_{P_2} + P_2M \sin (P_2M).$$

La moyenne de deux grandeurs est prise comme grandeur définitive de chaque coordonnée.

Calcul des coordonnées d'une intersection à partir de deux points. Lorsque les points de station sont visibles du point M (fig. 335), il est possible d'éviter le mesurage, à partir des stations P_1

et P_2, des angles φ_1 et φ_2. Dans ce cas, on mesure directement sur le terrain la longueur d'un des côtés MP_1 ou MP_2, ou bien on la calcule comme si celui-ci était inaccessible. Soit, par exemple, le côté MP_1, déterminé, égal à d. Ayant résolu le même problème géodésique inverse, les coordonnées des stations étant connues, on calcule $P_1P_2=S$ et les directions (P_1P_2) et (P_2P_1). Le triangle MP_1P_2 nous fournit une proportion :

$$\frac{\sin \varphi_2}{d} = \frac{\sin \gamma}{S},$$

d'où

$$\sin \varphi_2 = \frac{d}{S} \sin \gamma.$$

Après avoir mesuré les angles β, γ et δ, on trouve l'angle φ_2, alors

$$\varphi_1 = 180° - (\varphi_2 + \gamma).$$

Maintenant le report des coordonnées et des directions n'est plus difficile, on peut le réaliser à l'aide de mêmes procédés décrits ci-dessus.

Rattachement de deux points (fig. 336). Lorsque les points de station sont visibles des points L et M, il est possible, en mesurant seulement les angles α, β, γ et δ aux points L et M, de reporter sur eux les coordonnées et de déterminer les directions (LM) et (ML).

On n'a pas besoin de mesurer la distance LM, c'est pourquoi on peut admettre arbitrairement que celle-ci est égale à M, exprimé par un nombre arrondi. On ne mesure que les angles α, β, γ, δ, et, connaissant la distance m et les angles adjacents α, β et γ, on détermine le triangle LP_1M. On trouve donc les longueurs conventionnelles des côtés d_1 et d_2 et l'angle compris entre eux ψ. Ayant résolu de façon analogue le triangle LP_2M d'après le côté m et les angles β et $\gamma+\delta$, on trouve les longueurs conventionnelles des côtés d_3 et d_4 et l'angle compris entre eux ψ, après quoi on détermine les triangles ayant un côté commun P_1P_2. Le triangle P_1LP_2 dont on connaît les côtés d_1 et d_3 et l'angle α compris entre eux, nous fournit P_1P_2 en unités conventionnelles et les angles φ_1 et ψ_1 ; et le triangle P_1MP_2 dont on connaît les côtés

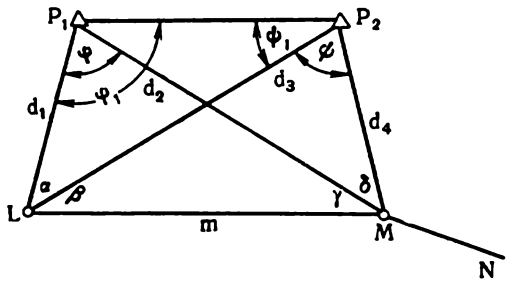


Fig. 336

d_2 et d_4 et l'angle δ, nous fournit encore une fois P_1P_2 en unités conventionnelles, la différence $\varphi_1 - \varphi$ servant à vérifier les angles φ_1 et φ, et la somme $\psi + \psi_1$ permettant de contrôler les angles ψ et ψ_1.

Le passage de longueurs en unités conventionnelles à des unités réelles se fait par comparaison de la P_1P_2 en unités conventionnelles à sa grandeur réelle qu'on calcule après avoir résolu le problème géodésique inverse, les coordonnées des points de station P_1 et P_2 étant connues.

Cette relation sera :

$$\frac{S}{P_1P_2} = k.$$

Donc

$$S = k \cdot P_1P_2,$$

ou

$$S = k \cdot s,$$

S et s étant successivement les longueurs d'une distance quelconque en unités réelles et en unités conventionnelles.

Alors, possédant des alignements et de leurs directions connues, on calcule l'accroissement des coordonnées, après quoi on détermine deux fois les coordonnées des points L et M ainsi que les directions (LM) et (ML).

Troisième cas. Soit à rattacher un point M à partir de trois stations connues.

Mode opératoire à partir d'une seule station (fig. 337). Le problème est identique à celui du premier cas à une seule différence qu'on ne doit plus déterminer l'azimut vrai de l'alignement MP (procédé astronomique). Ayant mesuré au point de station P les angles compris entre le PM et les directions orientées de celui-ci à deux autres stations, on peut deux fois reporter, à partir de ces angles, la direction sur le PM par rapport au réseau géodésique de base.

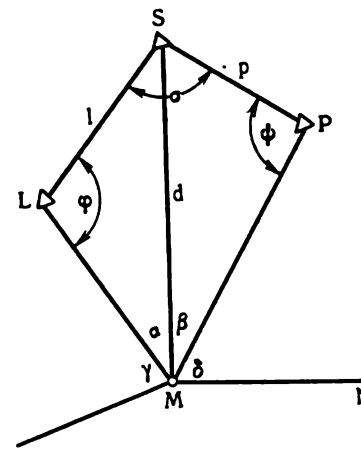


Fig. 337

Méthode de Pothenod (procédé analytique).

La méthode consiste à calculer les coordonnées du quatrième point M (x_m, y_m), lorsqu'on a déjà mesuré les angles α et β compris

entre trois directions orientées sur les trois stations (fig. 336) dont on connaît les coordonnées : $L\ (x_1, y_1)$, $S\ (x_s, y_s)$ et $P\ (x_p, y_p)$.

Afin de reporter les directions, on mesure aussi les angles adjacents δ et γ. Le problème est résolu de manière suivante :

1. On traite le problème géodésique inverse afin de déterminer les longueurs l et p des côtés L et P ainsi que leurs directions (SL) et (SP).

2. On calcule l'angle σ compris entre ces côtés :

$$\sigma = (SL) - (SP).$$

3. Tout en supposant que les angles adjacents φ et ψ sont connus, on détermine les directions (LM) et (PM) orientées au point M à déterminer :

$$(LM) = (LS) + \varphi,$$
$$(PM) = (PS) - \psi.$$

4. On calcule les longueurs de mêmes côtés :

$$\frac{LM}{l} = \frac{\sin\,[180° - (\alpha+\varphi)]}{\sin\,\alpha},$$
$$\frac{PM}{p} = \frac{\sin\,[180° - (\beta+\psi)]}{\sin\,\beta}$$

d'où

$$LM = l \cdot \frac{\sin\,(\alpha+\varphi)}{\sin\,\alpha},$$
$$PM = p \cdot \frac{\sin\,(\beta+\psi)}{\sin\,\beta}.$$

5. On trouve les angles adjacents φ et ψ, en calculant d'abord leur demi-somme et demi-différence. En effet, si

$$\frac{1}{2}\,(\varphi+\psi) = m$$

et

$$\frac{1}{2}\,(\varphi-\psi) = n,$$

alors on aura :

$$\varphi = m+n \text{ et } \psi = m-n.$$

Le tétragone $MLSP$ nous fournit :

$$\frac{1}{2}\,(\varphi+\psi) = 180° - \frac{1}{2}\,(\alpha+\beta+\sigma) = m.$$

Afin de trouver n, nous prenons les proportions :

$$\frac{l}{d} = \frac{\sin \alpha}{\sin \varphi} \text{ et}$$

$$\frac{p}{d} = \frac{\sin \beta}{\sin \psi}.$$

Divisons l'une par l'autre. On aura :

$$\frac{l}{p} = \frac{\sin \alpha}{\sin \beta} \cdot \frac{\sin \psi}{\sin \varphi}.$$

Introduisons un angle Q dont la tangente est égale à la relation des sinus des angles adjacents :

$$\operatorname{tg} Q = \frac{\sin \psi}{\sin \varphi}.$$

Lorsque $\frac{\sin \psi}{\sin \varphi} = \frac{l \sin \beta}{p \sin \alpha}$, on peut trouver Q d'après la formule :

$$\operatorname{tg} Q = \frac{l \sin \beta}{p \sin \alpha}.$$

Comme toutes les grandeurs de la partie droite de l'équation sont connues, il est possible de déterminer Q d'après la formule précédente.

Ecrivons maintenant l'expression afin de déterminer n à l'aide de Q :

$$\frac{1}{\operatorname{tg} Q} = \frac{\sin \varphi}{\sin \psi}.$$

Suivons les opérations de calcul en supposant que :

$$\frac{1+\operatorname{tg} Q}{1-\operatorname{tg} Q} = \frac{\sin \varphi + \sin \psi}{\sin \varphi - \sin \psi}.$$

Mais :

$$1+\operatorname{tg} Q = \operatorname{tg} 45° + \operatorname{tg} Q, \text{ et}$$
$$1-\operatorname{tg} Q = 1 - \operatorname{tg} 45° \operatorname{tg} Q.$$

C'est pourquoi :

$$\frac{1+\operatorname{tg} Q}{1-\operatorname{tg} Q} = \frac{\operatorname{tg} 45° + \operatorname{tg} Q}{1 - \operatorname{tg} 45° \operatorname{tg} Q} = \operatorname{tg} (45° + Q).$$

Le terme de droite de la proportion est égal :

$$\frac{\sin \varphi + \sin \psi}{\sin \varphi - \sin \psi} = \frac{2 \sin \frac{\varphi+\psi}{2} \cdot \cos \frac{\varphi-\psi}{2}}{2 \cos \frac{\varphi+\psi}{2} \cdot \sin \frac{\varphi-\psi}{2}} = \operatorname{tg} \frac{1}{2} (\varphi+\psi) \cdot \operatorname{ctg} \frac{1}{2} (\varphi-\psi),$$

donc :

$$\operatorname{tg}(45°+Q)=\operatorname{tg}\tfrac{1}{2}(\varphi+\psi)\operatorname{ctg}\tfrac{1}{2}(\varphi-\psi),$$

d'où

$$\operatorname{tg}\tfrac{1}{2}(\varphi-\psi)=\operatorname{tg}\tfrac{1}{2}(\varphi+\psi)\operatorname{ctg}(45°+Q).$$

Toutes les grandeurs du terme de droite étant connues, on peut, d'après la formule précédante, déterminer que

$$\tfrac{1}{2}(\varphi-\psi)=n.$$

Maintenant, on procède au report des coordonnées et des directions identiquement aux procédés décrits ci-dessus. L'opération se fait à partir du côté *LM*. A titre de vérification, elle est répétée à partir du côté *PM*.

§ 202. SYSTÈME DE PROJECTION M.T.U. CORRECTION DES LONGUEURS D'ALIGNEMENTS PROJETÉS

C'est à l'aide d'un système de projections de Gauss (Mercator Transverse Universal) qu'on réalise une représentation conforme directe d'un cheminement ou d'une bande d'étude sur le plan, c'est-à-dire leur rattachement aux stations du réseau géodésique de base déterminées par coordonnées rectangulaires zonales, si le cheminement goniométrique ou le tracé se trouvent à une distance plus de 30 kilomètres du méridien axial de la zone donnée. Une correction doit être introduite.

Soient R le rayon de l'ellipsoïde terrestre et D la longueur d'un alignement tracé sur l'ellipsoïde. On peut donc trouver la longueur d' de sa projection en système M.T.U. :

$$\frac{d'}{d}=1+\frac{y^2}{2R^2},$$

y étant l'ordonnée du point médian du cheminement ou du tracé en kilomètres.

D'où

$$d'=d+d\frac{y^2}{2R^2},$$

c'est-à-dire cette correction sera :

$$\delta=d\cdot\frac{y^2}{2R^2}.$$

On peut la trouver en utilisant une table de correction (voir table 34).

Table 34

d (m) / y (km)	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
	Correction δ en mm									
30	1	2	3	4	5	7	8	9	10	11
50	3	6	9	12	15	18	21	24	27	31
100	12	25	37	49	61	73	85	98	110	122
150	23	55	83	110	138	165	193	221	248	276
200	49	98	147	196	245	294	343	392	441	491

Soient, par exemple, $d=450{,}03$ m, $y=100$ km. On y trouve $\delta=0{,}055$. Alors, la longueur de la projection $d'=450{,}03+0{,}055=$ $=450{,}085$ mètres.

§ 203. COORDONNÉES GÉOGRAPHIQUES DU LIEU D'OBSERVATION

Afin de diminuer l'influence des erreurs angulaires sur la position exacte d'un cheminement goniométrique, on effectue l'observation astronomique en déterminant l'azimut vrai ou géographique de quelques côtés du cheminement. En général, on mesure l'azimut vrai aux points extrêmes des cheminements isolés et aux points médians de tous les cheminements dont la longueur est plus de 7 kilomètres ainsi qu'en procédant au rattachement d'un tracé aux stations trigonométriques et de polygonation.

Sphère céleste. L'observateur se trouvant au centre d'une sphère apparente (fig.

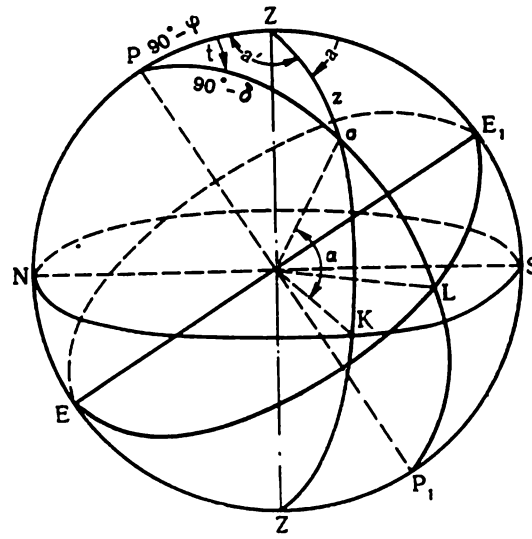


Fig. 338

338) à rayon idéfiniment grand, peut voir le Soleil, les astres et les autres planètes qu'on a à projeter, suivant les rayons, sur cette voûte appelée sphère céleste. En prolongeant l'axe de la Terre jusqu'à ce qu'il rencontre la sphère céleste, on aura l'axe du monde PP_1 ; c'est autour de cette ligne imaginaire que semble s'effectuer la rotation apparente de la voûte céleste.

L'équateur mené par la verticale qui est la direction donnée par un fil à plomb, coupe la sphère céleste ; on a l'équateur céleste EE_1 le plan duquel est perpendiculaire à l'axe du monde. Les points où cette verticale rencontre l'apparente sphère céleste s'appellent le zénith Z (en haut) et le nadir Z_1 (en bas).

Le plan NS, perpendiculaire à la verticale, passe par le centre de la voûte céleste ; sa trace sur la sphère est l'horizon vrai du lieu.

Si le centre du limbe d'un théodolite se trouvait au centre de la sphère céleste et le plan du limbe coïncidait avec le plan de l'horizon NS, l'axe de visée pointé à un astre σ, révolutionnant dans le plan vertical, aurait décrit sur la voûte céleste un cercle vertical ou le vertical.

La hauteur de l'astre est un arc $K\sigma$ compris entre l'horizon et l'étoile mesurée par l'angle vertical α, lu au limbe vertical du théodolite. L'arc $Z\sigma$ du même cercle vertical, compris entre le zénith et l'astre, est appelée distance zénithale ou angle zénithal z. Ayant mesuré l'angle vertical α, on peut déterminer la distance zénithale :

$$z = 90° - \alpha.$$

Le vertical dont le plan passe par l'axe du monde est le méridien vrai ou géographique du lieu donné de la Terre. L'intersection NS du plan méridien avec le plan de l'horizon vrai d'un lieu donné s'appelle la méridienne du lieu. Elle perce la sphère céleste en deux points, N et S (Nord et Sud). L'arc SK de l'horizon vrai compté à partir du point S dans la direction de la montre jusqu'au cercle vertical passant par l'astre σ, est l'azimut astronomique de l'astre. Ainsi, l'azimut d'un astre se différentie de l'azimut géodésique de 180°.

Le plan qui passe par l'axe du monde et l'astre va intersecter la sphère en formant un cercle $P\sigma P_1$ dit cercle d'inclinaison. L'arc $L\sigma$ de ce cercle est la distance angulaire à l'équateur ou la déclinaison σ de l'étoile. L'angle dièdre t, qu'on mesure à l'équateur par l'arc E_1L compté dans la partie sud du méridien dans la direction de la montre jusqu'à l'astre, est l'angle horaire de l'astre.

Triangle de position. On nomme triangle de position le triangle sphérique $PZ\sigma$; il est relatif à un lieu et à un astre définis et à un instant donné.

Toute l'astronomie de position consiste à resoudre ce triangle et, en particulier, le problème de l'azimut vrai d'une direction sur l'objet se trouvant à la surface terrestre.

Soit un triangle de position projeté sur un plan horizontal (fig. 339). Considérons ses côtés.

L'arc du méridien PZ (fig. 338) est égal à $90°-ZE_1$. Mais l'arc ZE_1 sert à mesurer l'angle φ formé par le fil à plomb avec le plan de l'équateur appelé latitude du lieu. Par conséquant, l'arc $PZ=90°-\varphi=\Phi$.

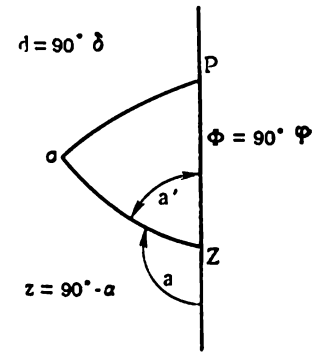


Fig. 339

L'arc du cercle vertical $Z\sigma=90°-\alpha=z$; et l'arc du cercle d'inclinaisons $P\sigma=90°-\sigma=d$.

Le problème consiste à calculer l'angle a' (fig. 339) d'après les trois côtés du triangle:

$$\operatorname{tg}^2\frac{a'}{2}=\frac{\sin(p-z)\cdot\sin(p-\Phi)}{\sin p\cdot\sin(p-d)},$$

où

$$2p=z+\Phi+d.$$

Alors, l'azimut géodésique A (fig. 340) d'une direction sur l'objet Q se trouvant à la surface terrestre, peut être déterminé:

$A=N-M-a'$ (l'astre est à l'Ouest),
$A=N-M+a'$ (l'astre est à l'Est),

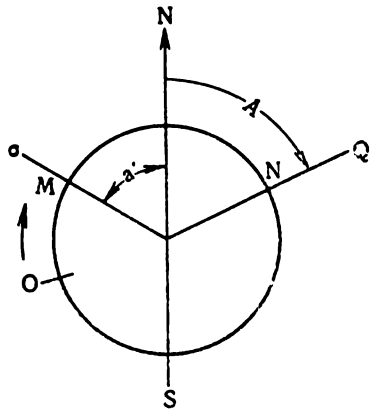


Fig. 340

M étant la lecture moyenne au limbe horizontal, quand on vise l'astre; N, la lecture moyenne au limbe horizontal quand on vise l'objet.

Les lectures doivent correspondre au moment de mesurage de l'angle vertical quand on pointe l'astre.

Détermination de l'azimut vrai d'une direction matérialisée (par observation du Soleil). Afin de ne pas léser l'œil, en observant le Soleil, le théodolite est muni d'un prisme à verre fumé vissé sur

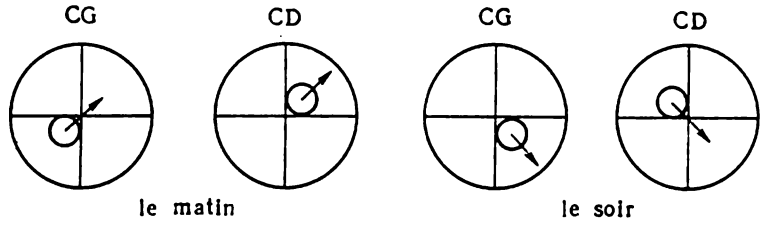


Fig. 341

le tube porte-oculaire. S'il n'y en a pas, on peut utiliser un simple verre fumé au feu. Comme l'angle sous lequel on observe le diamètre du Soleil est grand (32′ environ), il est impossible de pointer le réticule sur le centre du Soleil. C'est pourquoi en visant le Soleil, on tâche que la lecture moyenne aux limbes horizontal et vertical corresponde au pointage du réticule au centre du Soleil (fig. 341). La fig. 341 montre l'ordre de pointage, et les flèches, le mouvement du Soleil vu à l'œil nu. La méthode de l'observation est suivante :

Position I. Visée à gauche :

1) on pointe l'objet et on effectue la lecture au limbe horizontal ;
2) on pointe le Soleil et on effectue les lectures à la montre et aux limbes horizontal et vertical.

Position II. Visée à droite :

1) on pointe le Soleil et on lit à la montre et aux limbes horizontal et vertical ;
2) on pointe l'objet et on effectue la lecture au limbe horizontal.

On répète ce procédé trois fois en changeant la position du limbe chaque fois à 60° environ. Avant de lire au limbe vertical, la nivelle fixée à l'alidade de celui-ci est bullée juste au centre de la lunette. Les résultats sont notés dans le carnet d'observations.

Les meilleures observations sont obtenues le matin à 6 heures environ ou le soir à 18 heures (heure locale), quand le Soleil se trouve à l'Est ou à l'Ouest. La montre doit marquer l'heure locale, et il ne faut pas oublier de la vérifier de temps en temps.

La déclinaison du Soleil qu'on publie dans l'Annuaire astronomique, est calculée pour le méridien de Greenwich (G.M.T.). Afin d'obtenir le temps universel, on doit soustraire de l'heure du fuseau horaire correspondant (heure locale) T_l son numéro au temps universel (G.M.T.) n, et à la différence on ajoute une heure :

$$T_0 = T_l - (n+1).$$

Table 35

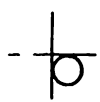
Objets observés	Position du cercle	Heure	Lectures				Nota
			cercle horizontal		cercle vertical		
Objet terrestre 	Cercle à gauche — — —	 18^h50^m — 	0°4′0″ 0 236 46 30 00	0″ 15″	341°37′30″ 30	30″	Instrument. Date. Station. Observateur. —
Objet terrestre	Cercle à droite — — — $T' = 18^h52^m$ $-3\ 0$ $T_o = 15^h52^m$	18^h54^m $M = 236°49′22″$ $N = 0\ 4\ 15$	56°52′30″ 30 180 4 30 30	30″ 30″	18°27′30″ 30 $a = 18°25′00″$ $z' = 71\ 35\ 00$ $\rho = +\ 2\ 53$ $z = 71°37′53″$	30″	

Table 36

Signes conventionnels	Lectures			Formules pour calculs
	I	II	III	
T_0	15^h33^m	15^h41^m	15^h52^m	$2p=z+\Phi+d$;
z	68°59′,2	70°18′,3	71°37′,9	$\operatorname{tg}^2\frac{a'}{2}=$
Φ	31 47 ,6	31 47 ,6	31 47 ,6	$=\frac{\sin(p-z)\sin(p-\Phi)}{\sin p \sin(p-d)}$
d	69 48 ,0	69 48 ,1	69 48 ,2	
$2p$	170 34 ,8	171 54 ,0	173 13 ,7	
p	85 17 ,4	85 57 ,0	86 36 ,8	
$p-z$	16 18 ,2	15 38 ,7	14 58 ,9	$A=N-M-a'$ (si le Soleil est à l'Ouest)
$p-\Phi$	53 29 ,8	54 49 ,4	54 49 ,2	
$p-d$	15 29 ,4	16 8 ,9	16 48 ,6	$A=N-M+a'$ (si le Soleil est à l'Est)
lg sin $(p-z)$	9,44 828	9,43 084	9,41 247	
lg sin $(p-\Phi)$	9,90 517	9,90 882	9,91 241	
complém. lg sin $(p-d)$	0,57 338	0,55 576	0,53 880	
complém. lg sin p	0,00 147	0,00 109	0,00 076	
2 lg tg $\frac{a'}{2}$	9,92 830	9,89 651	9,86 444	
lg tg $\frac{a'}{2}$	9,96 415	9,94 826	9,93 222	
$\frac{a'}{2}$	42°38′,3	41°35′,6	40°32′,8	
N	60 3 ,5	120 4 ,5	0 4 ,2	
M	292 37 ,5	354 44 ,2	236 49 ,4	
$N-M$	127 26 ,0	125 20 ,3	123 14 ,8	Moyenne arithmétique 42°9′2
a'	85 16 ,6	83 11 ,2	81 5 ,6	
A	42 9 ,4	42 9 ,1	42 9 ,2	Erreur moyenne quadratique de la moyenne arithmétique
v	+0,2	−0,1	0	
v^2	0,04	0,01	0	$\pm\sqrt{\frac{[vv]}{n(n-1)}}=$
				$=\pm\sqrt{\frac{0{,}05}{6}}=\pm 0'1$

La table 35 montre un carnet-type d'observation (T_l et T_0 sont successivement les moments moyens d'observations du centre de Soleil les heures du fuseau horaire correspondant et les heures en G.M.T.).

Sous l'influence de réfraction, le Soleil est observé un peu plus haut qu'il eût été en réalité ; c'est pourquoi la distance zénithale du Soleil z', calculée d'après la valeur moyenne de α, est un peu moins que sa valeur réelle z, qu'on obtient après avoir introduit la correction de réfraction ϱ. A noter : $z=90°-\alpha+\varrho$; la valeur de ϱ s'obtient à l'aide d'une table spéciale.

La détermination de l'azimut vrai se fait à part pour chaque opération. La déclinaison du Soleil est calculée d'après l'Annuaire

astronomique ; on la trouve pour une telle ou telle date par rapport au minuit G.M.T. La déclinaison s'obtient par interpolation du Soleil par rapport à T_0 (moment G.M.T.) qui correspond à son moment moyen d'observation. L'angle vertical de tout moment d'observation est mesuré avec le limbe vertical d'un théodolite muni d'une nivelle fixée à l'alidade. La précision des verniers est de 30″ au moins. La latitude du lieu d'observation est déterminée à la carte, à une précision de 0,1 à 1′. Le calcul se fait suivant le schéma déterminé (voir la table 36).

§ 204. PROCÉDÉS SIMPLIFIÉS DE DÉTERMINATION D'UNE DIRECTION MATÉRIALISÉE DU MÉRIDIEN GÉOGRAPHIQUE (OU VRAI)

1er procédé : par observation de hauteurs des astres. Tout astre décrit sur la sphère céleste un arc symétrique au méridien géographique. Après avoir mis en station le théodolite et visé le réticule de la lunette sur un astre se trouvant à l'Est du méridien, on effectue au limbe horizontal une lecture a, après quoi la lunette est calée à cette position. On attend ensuite le moment quand cet astre sera à la même hauteur, mais à l'Ouest du méridien. On tourne l'alidade sans décaler la lunette. L'astre atteignant le trait horizontal, on met en mouvement l'alidade pour faire coïncider la croisée des traits du réticule avec l'astre et on effectue de nouveau la lecture au limbe b. La demi-somme $\frac{a+b}{2}$ sera la lecture correspondant à la direction vers le Sud.

On peut aussi observer le Soleil, mais son arc décrit ne sera pas symétrique au méridien parce que sa déclinaison change toujours. C'est pourquoi, on doit introduire une correction k due au changement d'inclinaison du Soleil :

$$k = \frac{t\Delta\delta}{\cos\varphi \sin 15t},$$

t étant le demi-temps écoulé entre première et deuxième opérations ; $\Delta\delta$, le changement d'inclinaison du Soleil en une minute (on le trouve dans l'Annuaire astronomique) ; 15 t, le temps transformé en degrés (t doit être exprimé en heures).

Dès le 22 décembre au 21 juin la déclinaison du Soleil augmente, et dès le 21 juin au 22 décembre elle diminue ; alors, la correction k doit être successivement soustraite ou ajoutée. Donc, la lecture au limbe, suivant la ligne méridionale, sera :

$$\frac{a+b}{2} = k \text{ (jusqu'au 21 juin)},$$

$$\frac{a+b}{2} + k \text{ (à partir du 21 juin)}.$$

La méthode d'observations du Soleil est montrée sur la fig. 341 ; on les fait quelquefois avant et après le midi. Toutes les deux opérations à la même hauteur fourniront une lecture correspondant à la direction vers le Sud.

2e procédé à l'aide d'un gnomon. Ce procédé est basé sur observations des ombres à longueurs égales rejetées par un objet vertical fixe quand le Soleil passe à des hauteurs correspondantes. La précision de ce procédé n'est pas grande (erreur moyenne quadratique $= \pm 10'$).

Sur un point du tracé, on met en station une planchette dont la planche à dessin est en position horizontale. Sur le papier posé sur cette planche, vers son centre, on installe verticalement une aiguille de 5 à 10 centimètres de long, et à partir de ce point-là on décrit des cercles concentriques équidistants (fig. 342). Les observations sont effectuées, s'il fait beau temps et s'il n'y a pas de nuages, avant et après le midi, en fixant sur le papier les points *a*, *b*, *c*, ... qui ne sont autres que les points d'intersection de l'ombre de la pointe d'aiguille avec les cercles. Les observations terminées, les points ainsi reportés sont liés par des cordes *af*, *be*, *cd*. La ligne qui relie les points médians des cordes est la direction du méridien géographique.

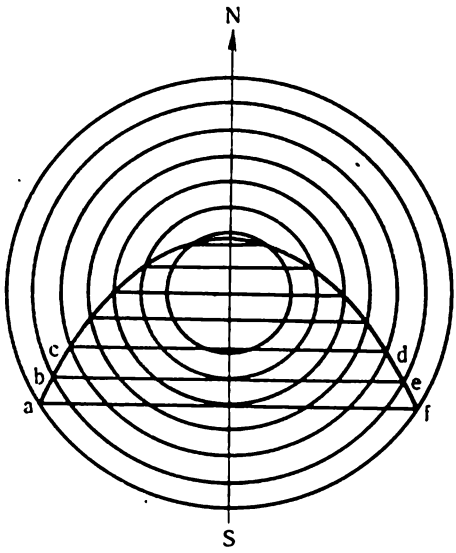


Fig. 342

Si on applique à cette ligne une boussole, on déterminera l'angle d'inclinaison de l'aiguille aimantée, formé par le méridien géographique et la pointe boréale de l'aiguille.

CHAPITRE XXV

HYDROTOPOGRAPHIE

§ 205. SONDAGES

Lorsqu'on procède au calcul des ouvertures des ponts qu'on doit construire aux endroits où le tracé traverse des cours d'eau, on détermine aussi la superficie de bassin versant en exécutant les

sondages des profils en long et des profils en travers de la site aquatique. La superficie de bassin versant s'obtient par une carte topographique à grande échelle ou par un plan de disposition. S'il n'y en a pas, la ligne de faîte ou de partage des eaux est levée sur le terrain, après quoi on établit le plan du bassin en précisant, avec un planimètre, la superficie limitée par cette ligne de faîte.

Lorsque le bassin n'est pas grand, on construit le long de la vallée *ACH* (fig. 53) un cheminement en mesurant les alignements et les angles aux sommets, et on jalonne des perpendiculaires I, II, III et IV à ce cheminement. Les plus hauts points de ces perpendiculaires, à partir desquels le terrain s'abaisse, caractérisent la ligne de faîte.

Afin d'effectuer le levé du profil en long du thalweg, on mesure et nivelle l'alignement *KA* I II III IV (fig. 53). Le point d'origine de cette opération doit être de 100 mètres en aval de l'ouvrage artificiel *A*, par exemple, au point *K*, et le point terminal en *H*, se trouvant sur la ligne de partage des eaux. Ayant terminé les mesurages le long du bassin, on détermine la pente i du cours d'eau : $i = \frac{h}{d}$, h étant la dénivellation entre les points *H* et *K*, d, profil en long du cours d'eau.

§ 206. LEVÉ D'UNE SECTION DROITE DU COURS D'EAU

Soit *AG* (fig. 343) l'endroit choisi pour un pont à construire. Après avoir jalonné les balises sur le tracé, par exemple, aux points *A* et *G*, on installe, dans leur alignement, une troisième balise *B*, après quoi on jalonne, dans l'alignement *ABG*, les balises aux points *F* et *E*. La suivante direction du tracé, après l'avoir jalonnée à travers le cours d'eau, est précisée par mesurage de l'alignement *EFG*.

Lorsqu'on procède au piquetage sur les deux berges du cours d'eau, on construit des repères (sur la fig. 343, ils ne sont pas vus),

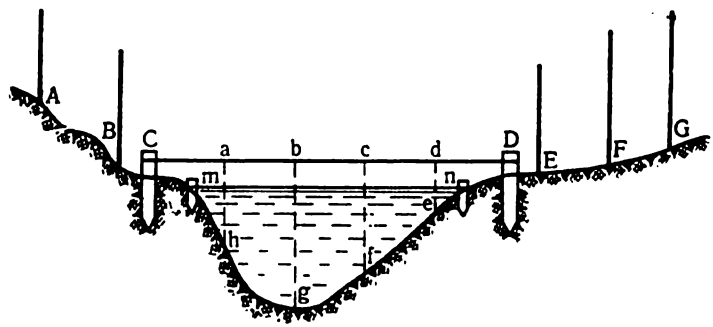


Fig. 343

et on matérialise par des piquets les points caractéristiques des mouvements du terrain. On plante aussi, aux endroits de contact du plan d'eau avec les berges, des perches *m* et *n* de telle façon que leurs têtes sortent un peu de l'eau. Les cotes de tous les points doivent être nivelées.

Lorsqu'on coupe imaginairement le courant d'un plan vertical suivant la ligne *mn*, on aura une section limitée par le profil du fond *mnefgh* et le profil du plan d'eau *mn*, qu'on appelle section droite du cours d'eau.

Le levé de cette section se fait de façon suivante. A proximité de la ligne d'intersection du plan d'eau avec les berges, dans la direction du tracé, on plante des perches *C* et *D* (fig. 343). L'instrument de chaînage, tendu entre les perches au-dessus de la surface d'eau, est une cordelle en chanvre ou un petit câble d'acier gradués tous les 5 ou 10 mètres. Parallèlement au premier est tendu un autre câble (ou cordelle) non gradué. L'opération se fait à l'aide d'un treuil ou à main. Les profondeurs sont mesurées à bord d'une embarcation longeant les câbles tendus, le bateau étant lié au câble non gradué. L'opération se répète à tous les points de graduation *a*, *b*, *c*, *d*.

Les appareils de sondage les plus simples sont la ligne de sonde en chanvre (fig. 344) et la perche (fig. 345). La perche est peinte par tranches de un décimètre, alternativement blanches et rouges. Elle sert à mesurer la profondeur de 5 mètres au maximum. Au moment de lecture, elle doit être en position verticale. Lorsque la profondeur est plus grande, on a recours à une ligne de sonde composée d'un plomb de sonde de 5 à 10 kg de poids suspendu à un câble d'acier de 2 à 5 mm de diamètre gradué en tranches de un mètre, les decimètres étant marqués par un petit filet.

Fig. 344

Fig. 345

Si la profondeur va jusqu'aux 20 mètres, on utilise des instruments automatiques ou appareils émetteurs d'ondes avec enregistrement graphique. Les appareils électroniques les plus récents permettent d'effectuer les mesurages même en hiver sur la glace sans y percer des trous. Sur l'écran de l'appareil, on voit distinctement la profondeur mesurée, l'épaisseur de la glace.

Afin de fixer le changement du plan d'eau, en mesurant les profondeurs, on calcule, avec une règle à graduation millimétrique, la distance entre la face supérieure des perches *m* et *n* et le plan d'eau.

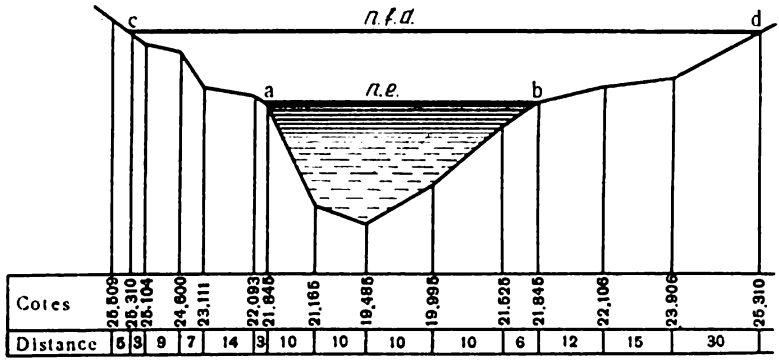


Fig. 346

Les résultats de mesurage sont notés dans un carnet spécial, y compris la date et l'heure du sondage, la désignation des verticales et les profondeurs déterminées du cours d'eau.

Lorsqu'on soustrait des cotes de faces supérieures des perches *m* et *n*, qu'on a obtenues au nivellement, les distances « face supérieure — plan d'eau », on aura la cote du plan d'eau.

En soustrayant de la cote du plan d'eau les profondeurs mesurées, on aura les cotes des points *h*, *g*, *f*, *e* du fond du cours d'eau (fig. 343).

Le levé des sections mouillées comprend aussi le piquetage des cotes de crues exceptionnelles ; pour y parvenir, on questionne les anciens habitants du pays et on cherche les traces laissées par une telle crue sur des arbres, des bâtiments, etc. Les renseignements nécessaires peuvent être fournis par une station de jaugeage ou par une station pluviométrique, s'il y en a une à proximité.

Les cotes du terrain et du fond fluvial déterminées, on construit un profil de sonde (fig. 346), sur lequel on reporte les lignes correspondant au niveau au plus fort débit (n.f.d.) et au niveau d'étiage (n.e.). Dans certains cas, on doit aussi, en plus de deux premiers niveaux, noter sur le profil de sonde celui de débâcle.

Lorsqu'une route traverse un cours d'eau, on effectue, en général, trois levés de section mouillée : l'une suivant l'axe de route et deux autres de chaque côté de l'axe, à une distance de 500 mè-

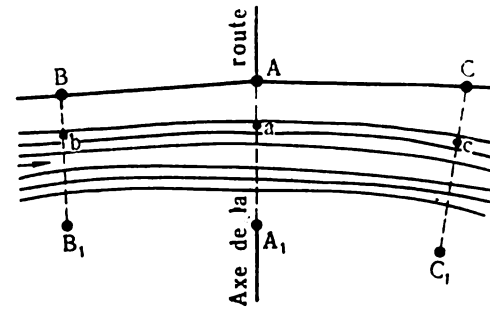


Fig. 347

tres chacune (fig. 347). Toutes les sections sont nivelées entre elles et rattachées aux points de l'axe de la route à construire.

Quant aux canaux, les alignements de sondes sont implantés tous les 300 à 400 mètres ainsi qu'aux endroits où la largeur du canal change de façon brusque. Si on a à traverser un lac ou un étang, les alignements de sondes sont matérialisés perpendiculairement à leur axe longitudinal. Les profondeurs déterminées, on calcule les cotes du fond du cours d'eau ou du lac ; le relief sous-fluvial est déterminé par des courbes de niveau appelées isobathes.

§ 207. NIVELLEMENT D'UN COURS D'EAU

Afin de déterminer la pente longitudinale d'un cours d'eau, on procède à son nivellement.

Soit à déterminer la pente d'un cours d'eau comprise entre les sections mouillées AA_1, BB_1, et CC_1 (fig 347). Le long du lit, on construit un cheminement BAC en mesurant les angles aux sommets. Le piquetage se fait tous les 100 mètres. Sur le cheminement ou à sa proximité, on installe des repères et on effectue un nivellement de précision de tous les points et repères du cheminement.

Les balises, qu'on a plantées à fleur d'eau aux points a, b, c de chaque alignement de sonde, doivent être bien enfoncées dans le sol. Autrement, on ne serait pas sûr des cotes portées à celles-ci. Les têtes de balises, sortant un peu de l'eau, sont rattachées par procédé de nivellement aux piquets ou aux repères du cheminement.

A l'heure prévue (les montres doivent être vérifiées d'avance) ou à la suite d'un signal, on met, sur les balises avec un couteau bien tranchant, une marque se trouvant à fleur d'eau. Les distances « marque — surface supérieure de balise » sont mesurées à l'aide des règles millimétriques. En soustrayant ces distances des cotes portées aux têtes des balises, on aura la cote du plan d'eau du moment donné.

Les pentes du cours d'eau seront déterminées par la formule :

$$i = \frac{h}{d}.$$

S'il fait du vent ou la vitesse du courant est assez grande ou enfin il y a des vagues, on creuse un canal de jauge, pour y enfoncer les balises.

Lorsque la pente est très petite, on est obligé d'effectuer un nivellement de précision.

§ 208. STATION PLUVIOMÉTRIQUE

Afin d'étudier le débit d'eau d'un fleuve, quand on procède aux renseignements nécessaires visant la construction d'un pont, on organise des stations pluviométriques. Celles-ci permettent de relever le changement du niveau d'eau par rapport à un point fixe ou cote origine de la station.

Chaque station pluviométrique comprend une mire ou un pilotis et un repère servant à vérifier l'emplacement de cette station.

La mire de station pluviométrique est une mire verticale graduée, la lecture se fait directement. Quant au pilotis, la lecture est effectuée à l'aide d'une mire transportable qu'on stationne sur la tête du pilotis submergé, qui est le plus proche au plan d'eau.

Les observations pluviométriques donnent la possibilité d'exprimer graphiquement le changement du niveau d'eau se rapportant à toute la période d'observations.

§ 209. MATÉRIALISATION DE L'AXE D'UN PONT

Le problème principal de matérialisation de l'axe d'un pont consiste à implanter sur le terrain les axes longitudinal et transversal de l'ouvrage, à bien mesurer les distances entre les points déterminés de l'axe, à piqueter, sur le terrain, la face avant des culées ainsi que les axes des piles du pont.

Lorsque le pont à construire se trouve « intra muros » d'une agglomération, la direction de l'axe AB (fig. 348) peut être précisée par procédé d'alignement, les bâtiments existants servant d'amers. Dans ce cas, en utilisant le plan au 1/500, on trouve arbitrairement, sur l'axe du pont, deux points A et B, et on mesure sur ce plan les distances « points — angles des bâtiments voisins », après quoi on reporte ces mêmes distances sur le terrain, à l'aide d'un ruban d'acier. C'est ainsi qu'on matérialise, sur le terrain, les points A et B.

La précision sera meilleure, s'il existe, sur chaque berge, des stations de triangulation ou de polygonation M, N, P, Q. Ayant les coordonnées des points A et B qu'on détermine à l'aide du plan orthogonal, l'opération consiste à résoudre le problème géodésique inverse. Les distances et les directions des lignes qui joignent les points A et B aux amers étant calculées, on mesure les angles α, β, γ, δ ce qui permet de piqueter sur le terrain les points A et B. Leur em-

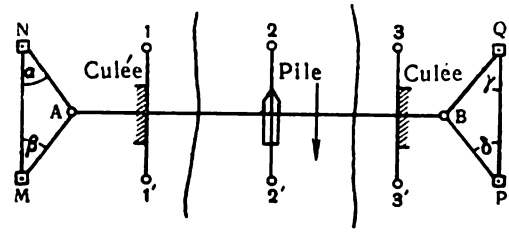


Fig. 348

placement est déterminé par procédé d'intersection ou par procédé polaire ainsi que la longueur et la direction de l'axe *AB* sont calculées par coordonnées rectangulaires.

La direction et l'emplacement de l'axe doivent être matérialisés par des termes en béton ou par des tubes en fer, et les points de l'axe par des entailles aigues portées aux pivots rigidement encastrés aux parties supérieures de ces termes ou tubes.

Pour déterminer la position des culées et des piles du pont, si son ouverture n'est pas grande, on peut procéder au mesurage direct, mais à une seule condition : on doit posséder de deux points de l'axe matérialisés aux berges.

Dans ce cas, suivant l'axe du pont, on construit une passerelle en bois, les planches étant horizontales au plan d'eau. On y applique un ruban d'acier gradué et en le jalonnant à l'aide d'un théodolite, on détermine, suivant le dessin, tous les points des axes de culées et de piles, en les matérialisant avec des clous. Sur ces points, appelés centres des culées ou des piles, on met en station un théodolite afin de pouvoir à piqueter les axes transversaux des culées et des piles qu'on matérialise par des petits pilotis *1—1'*, *2—2'*, *3—3'* (fig. 348). Ce sont ces axes-là qui servent de base quand on procède au levé des détails, au cours de la construction du pont.

Lorsqu'on doit implanter les axes d'un pont à grande ouverture, on a recours au réseau géodésique de base (par exemple, réseau de triangulation) afin de déterminer la distance entre les points d'origine *A* et *B* et de matérialiser les axes des culées et des piles.

Soit le côté *AB* de triangulation coïncidé avec l'axe du pont (fig. 349). Les deux autres côtés *AD* et *BC* se trouvant sur les berges, servent de base de triangulation. Les bases sont mesurées à l'aide d'un ruban d'acier gradué ou à l'aide d'un fil en invar. La longueur des bases est choisie proche à la largeur du cours d'eau (de 0,5 à 1,5 de largeur). Les bases sont perpendiculaires à l'axe longitudinal du pont ; le deuxième n'est pas nécessaire, mais l'on s'en sert au titre de vérification.

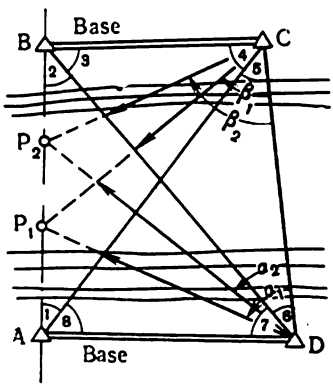


Fig. 349

On mesure aussi, avec un théodolite optique, huit angles (numérotés sur la figure) du réseau de triangulation, représenté sous forme d'un tétragone à deux diagonales intersectées *AC* et *BD*.

A l'issue des calculs mathématiques, on détermine les coordonnées de toutes les stations du tétragone géo-

désique. En utilisant les données du projet technique, on calcule les distances entre les points d'origine A et B et les centres des culées et des piles.

Si la largeur du fleuve n'est plus de 1,5 km, l'implantation des centres et des axes des culées et des piles se fait non seulement à partir des bases de triangulation mais aussi de ses côtés, par exemple, à partir du côté CD appelé base d'implantation.

Le piquetage des centres des culées et des piles peut être réalisé à l'aide de trois théodolites installés aux points A, C et D (procédé d'intersection). Deux théodolites servent à effectuer les intersections, et le troisième (au point A) à vérifier les mesures. Afin d'implanter les centres, on calcule les angles compris entre les visées aux centres des culées et des piles et la base CD (les instruments sont toujours mis en station aux points C et D).

Soient les centres de piles P_1 et P_2 intersectés à l'aide des angles α_1, β_1 et α_2, β_2 (fig. 349). Plus les points à déterminer par intersection sont éloignés de ceux d'origine, plus la précision de report des angles sera grande. Les directions aux centres des piles sont matérialisées à l'autre berge par des signaux d'alignement, en général, par des balises ou bornes dans la face supérieure desquelles est planté un clou.

Dans le cas d'un fleuve, les centres de piles sont préalablement marqués par des balises ancrées. Ensuite, aux endroits d'ancrage des balises et au temps d'étiage, on crée, à l'aide des bateaux dragueurs, des îlots artificiels sur lesquels on reporte de nouveau les centres de piles et on procède au piquetage des axes longitudinal et transversal de chaque pile, après quoi ils sont matérialisés par des signaux d'alignement. Au cours de la construction, les axes doivent être reportés sur la fondation de la pile. Le maçonnage d'une pile terminé, l'emplacement des axes est à préciser et à reporter sur la face supérieure de la pile.

Les cotes du projet de l'ouvrage d'art sont déterminées par rapport au système des repères constants. De plus, on installe des repères constants. De plus, on installe des repères temporaires à proximité de l'ouvrage en construction ainsi que sur les piles nouvellement construites. Leurs cotes sont précisées par leur rattachement aux repères constants. La construction une fois terminée, toutes les cotes sont reportées à la face supérieure des piles.

Le piquetage des piles exige une grande précision. Une erreur, si elle a eu lieu, serait la cause de la non-installation de la forme préfabriquée à l'usine.

L'erreur moyenne quadratique de l'emplacement réciproque des centres d'une pile ne doit pas être plus de 15 millimètres (grandeur absolue), et celle d'installation d'une plate-forme d'assise de la ferme à la cote du projet ne doit pas dépasser 1,5 millimètres.

§ 210. PIQUETAGE DES AXES DE TUNNELS ET ORIENTATION SOUTERRAINE

Le piquetage de l'axe d'un tunnel est assez délicat puisqu'une erreur minima à l'orientation du tunnel ou à son piquetage est la cause de grandes dépenses de surplus.

La plupart d'opérations géodésiques souterraines exige qu'on fasse usage de mêmes procédés superficiels. Afin de reporter le plan sur le fond, il faut qu'il y ait des communications entre jour et sous-sol par un puits vertical, c'est-à-dire à rattacher, dans le même système de coordonnées, les points d'origine du fond à ceux de la surface. Dans ce cas, on reporte les coordonnées et la direction de l'axe du sous-sol à l'aide du réseau géodésique construit au jour, aux points et alignements cheminés au fond. Cette opération est nommée orientation des plans souterrains.

Le problème n'est pas complexe, si le fond communique avec la surface par une galerie inclinée, c'est-à-dire un alignement d'azimut repéré au jour par un cheminement ordinaire au théodolite, peut être prolongé directement dans la galerie (ou dans la mine inclinée). L'azimut ou le gisement de l'axe du tunnel peut être reporté à partir du dernier côté du cheminement goniométrique.

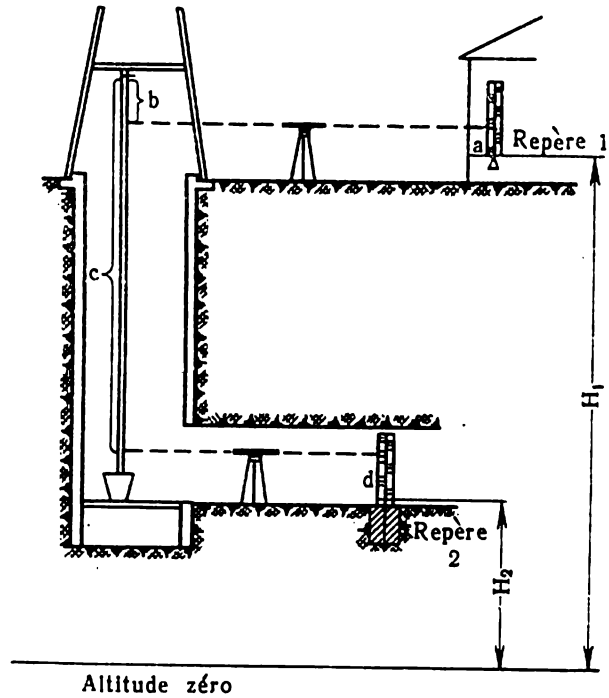


Fig 350

Lorsque la mine est verticale, la direction peut être reportée au moyen d'une ligne de 2 à 4 mètres reliant deux fils à plomb. Une telle petite distance exige qu'on fasse toutes les mesures avec un grand soin, puisque la moindre inexactitude à la projection des bouts des fils à plomb change beaucoup la direction de l'alignement d'origine.

Le report d'une cote au fond d'une mine se fait à l'aide de deux niveaux et d'un ruban en acier au bout extrême duquel est suspendu un plomb (fig. 350). La lecture au ruban s'exécute en même temps par deux niveaux.

La fig. 350 montre que :

$$H_2 = H_1 + a - (c - b) - d,$$

H_1 étant la cote d'un repère au jour ; H_2, la cote d'un repère au sous-sol ; a et d, les lectures aux mires installées sur repères ; b et c, les lectures au ruban.

L'orientation se fait de deux ou trois repères au jour (au moins), les cotes étant reportées sur deux repères au fond (au moins aussi).

Le même procédé est employé afin de reporter les cotes à la profonde fouille ou au haut point de la construction.

§ 211. TRAVAUX GÉODÉSIQUES AUX CHANTIERS POUR LES INSTALLATIONS HYDROTECHNIQUES

Les opérations géodésiques qu'on exécute aux chantiers pour les installations hydroélectriques consistent à construire les alignements principaux qu'on rattache ensuite aux points de station des réseaux géodésiques, à installer les repères, à implanter les axes principaux des ouvrages ainsi que de leurs éléments (barrages, écluses, stations hydroélectriques, canaux, conduites, etc.).

Tous les axes secondaires ainsi que les détails des ouvrages sont reportés sur le terrain à partir des axes principaux matérialisés par des signaux correspondants.

1. Piquetage des axes principaux des installations hydrotechniques peut être exécuté à partir d'un réseau géodésique spécialement construit et d'un des axes de l'installation, appelé axe de base.

Si l'installation qu'on projette est un grand ensemble hydrotechnique, y compris une station hydroélectrique, des écluses, des barrages ou digues et autres bâtiments se trouvant sur un territoire assez vaste, on est obligé de construire spécialement un réseau géodésique de base planimétrique et altimétrique.

Les stations géodésiques de base sont reportées sur le plan d'ensemble de l'installation, et on détermine, par procédé analytique, les distances et les angles entre les stations géodésiques et les points de l'installation dont on a besoin afin de reporter le plan sur le

terrain. Les coordonnées des points principaux des axes de l'installation étant calculées par procédé graphique, on résout le problème géodésique inverse, c'est-à-dire on détermine les distances et leurs directions entre ces points.

Les gisements calculés, on mesure les angles formés par les axes.

Les coordonnées définitives des points principaux sont déterminées à partir des distances entre les points (fournies par le projet), en utilisant les gisements des alignements correspondants. On peut employer les mêmes procédés de report des points du projet sur le terrain, qu'on vient d'examiner (matérialisation des axes d'un pont).

2. La détermination, sur le terrain, du contour de réservoir d'eau dû à l'augmentation de la hauteur de retenue, celle-ci étant la cause d'aménagements hydroliques. Un tel problème est à résoudre s'il s'agit de disposer des barrages et des installations hydroélectriques sur des cours d'eau. Le niveau d'eau d'une rivière retenue par un barrage n'est plus horizontal ; en section longitudinale, il est représenté par une courbe qui monte, petit à petit, du barrage vers l'amont du cours d'eau. Les cotes de cette courbe appelée courbe de remous peuvent être calculées d'après les formules de l'hydrolique.

Afin de faciliter le report sur le terrain des contours du futur réservoir d'eau, la courbe de remous est coupée en tronçons qu'on suppose horizontaux. L'opération consiste à trouver sur le terrain des points dont les cotes sont égales à celles du projet. Le plus souvent elle est effectuée au niveau.

Tout d'abord, on construit un cheminement au niveau, en partant du repère de nivellement jusqu'au point à cote donnée H du tronçon correspondant de la future limite de submersion. La lecture de mire à ce point sera :

$$H_i - H,$$

H_i étant la hauteur de l'instrument installé sur la station voisine au point recherché. Le point déterminé est matérialisé par un piquet en bois planté à la cote donnée.

Lorsqu'on prolonge, à partir de ce point le cheminement dans la direction de la limite du réservoir, on trouve sur le terrain ses plusieurs points à la même cote. Au titre de vérification, le cheminement est rattaché aux repères de nivellement tous les 1 ou 2 km. L'écart de la lecture de mire au point donné par rapport à ce qu'on a calculé, dépend de la pente, le long de laquelle se déplace la mire. Si l'angle de pente n'est plus de 2°, l'écart admissible de lecture ne doit pas dépasser ±5 centimètres, et ainsi de suite, par exemple :

à l'angle de	2° à 10°	l'écart admissible	= ±10 cm,
„	de 10° à 20°	„	= ±15 cm,
„	plus de 20°	„	= ±30 cm.

Les distances entre les points à déterminer peuvent être de 100, 50 et 20 mètres, c'est-à-dire ça dépend du relief.

Après avoir implanté sur le terrain une partie du contour de 300 à 200 mètres de long, l'alignement est rendu droit et ses points extrêmes sont matérialisés par des signaux constants (bornes en bois, tubes métalliques). On construit ensuite, suivant les points matérialisés, le cheminement au théodolite, afin de pouvoir calculer leurs coordonnées.

§ 212. DÉTERMINATION DE DÉFORMATION D'UN PONT OU D'UNE INSTALLATION

Il est prescrit d'observer systématiquement l'affaissement vertical, la formation des fissures et le déplacement horizontal d'un ouvrage d'art.

Afin de mesurer l'abaissement vertical, on pose de repères de fondation sur les deux berges du cours d'eau ainsi qu'un réseau de repères de contrôle. L'observation consiste à niveler périodiquement les repères et les marques installés sur les installations ou à leur proximité. Pour l'exécuter, on a recours aux niveaux de haute précision et aux mires parlantes à échelles en invar.

Niveau à lunette fixe HA-1 (fig. 351). C'est un instrument de haute précision. L'observateur voit, en même temps, dans le champ de la lunette (fig. 352) la mire et les demi-images de la bulle. On y voit aussi l'échelle graduée de la nivelle permettant de lire même si l'axe de celle-ci est incliné. La garniture de la nivelle

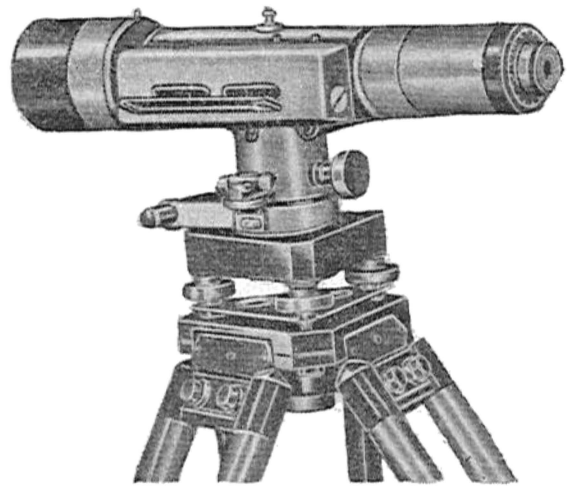


Fig. 351

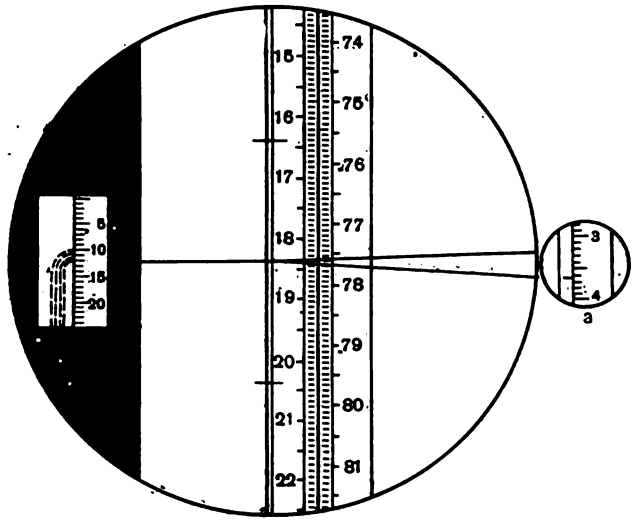


Fig. 352

cylindrique est évidée de façon à permettre l'observation de la bulle (il y a deux fenêtres). La lunette est une lunette à réglage interne. Afin d'amener l'axe de visée en position horizontale, l'instrument est pourvue d'une vis de relevage. De plus, la nivelle est munie des vis micrométriques, qui sont fermées dans la garniture par des bouchons. Le réticule est fixé à mort.

Le calage préalable du niveau se fait à l'aide d'une nivelle en croix qui n'est autre que le mariage de deux nivelles cylindriques remplaçant la nivelle sphérique. Fixée à la lunette, la nivelle est bien préservée de l'influence des températures. Le grossissement de la lunette est égal à 44, et la précision d'une graduation de la nivelle est de 10″. Pour réduire l'erreur de lecture sur la mire, le niveau HA-1 est pourvu d'un dispositif *a* (fig. 352) *.

Vérifications. Le niveau et les mires doivent être vérifiés et réglés (le procédé est le même que pour le niveau HB-1). L'erreur moyenne quadratique d'observations sur l'affaissement des installations ne peut pas dépasser ±1 millimètre.

Les marques de contrôle se déplacent avec tout l'ouvrage et, par conséquent, le changement de leurs cotes permet de préciser

* Ce dispositif représente une lame de verre à faces parallèles inclinables, placée devant l'objectif permettant un déplacement variable de la ligne de visée qui peut atteindre quelques millimètres. L'inclinaison de la lame est commandée par une molette située sur le côté de l'instrument. En agissant sur la molette, on amène le fil niveleur en coïncidence avec un des traits de la graduation de la mire et on fait une deuxième lecture. — Note du traducteur.

l'affaissement de l'ouvrage d'art. Si ce changement n'est pas supérieur à l'erreur moyenne quadratique *m* propre à ce procédé d'observations, il n'y a pas de déformations. Lorsque le changement des cotes en grandeur est plus de 2 m, il y a de la déformation (dans 95 fois sur cent) ; si le changement dépasse 3 m, il y en a dans 997 fois sur mille.

En même temps, on prend en considération la température de la fondation, le niveau des eaux souterraines ce qui permet de bien comprendre les causes de l'affaissement et de la formation de fissures.

Tous les résultats de nivellement et d'observations sont notés dans des carnets spéciaux, et on fait un graphique d'affaissement des marques de contrôle permettant de saisir leur déplacement entre deux examens voisins.

Afin de déterminer le déplacement horizontal des installations, on utilise beaucoup de méthodes. Le déplacement horizontal peut être précisé à l'aide d'un théodolite, en mesurant périodiquement l'angle compris entre le point de station éloigné et les marques de contrôle posées aux endroits caractéristiques de l'ouvrage. L'instrument stationné en dehors de la zone d'affaissement possible, on mesure les angles dus au déplacement horizontal. Connaissant la distance « théodolite — marque » et le déplacement angulaire, on peut calculer le déplacement linéaire.

Lorsqu'on effectue ces observations, on a recours aux théodolites optiques de 10″ ou 15″ près. Le grossissement de la lunette est de 24 à 40. On peut aussi utiliser le photothéodolite.

CHAPITRE XXVI

AMÉNAGEMENT DES AÉRODROMES

§ 213. RECONNAISSANCE EN PLAN ET EN ALTITUDE DU TERRAIN

Le levé du terrain d'une base aérienne à construire se fait, en général, à partir du quadrillage de 400 mètres de côté. On procède au piquetage, d'abord, de grands rectangles de 800 à 1200 mètres de côté (fig. 353), qu'on décompose ensuite en ceux de 400 mètres de côté. L'une des directions du plan orthogonal est choisie suivant l'axe de la bande d'atterrissage principale. Cette direction est tracée sur le plan topographique et reportée ensuite sur le terrain, compte tenu de l'azimut géographique ou de l'azimut magnétique ; dans le deuxième cas, on ne doit pas négliger la déclinaison de l'aiguille aimantée. Une telle direction est appelée direction de base, et on la matérialise à l'aide d'un théodolite et d'un ruban ; la précision de l'opération est au 1/120 000 près.

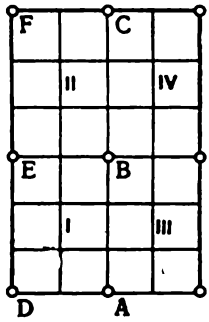


Fig. 353

La construction des rectangles le long de la direction de base est décrite dans le § 134 (fig. 242), mais on mesure encore, au titre de vérification, les angles de chaque rectangle, puisque à la suite d'erreurs angulaires et linéaires, ces angles-là peuvent différer de l'angle droit à une grandeur de $\pm 1',5$ à $2'$. Les résultats des mesures de contrôle sont notés dans le carnet.

Sur les prolongements des côtés de rectangles, on reporte par méthode de retournement (visée à droite, visée à gauche), les angles de 180°. Soit le rectangle *I* (fig. 353). On reporte de tels angles aux points *A*, *B*, *E*. La décomposition de grands rectangles en carrés de 400 mètres de côté se fait suivant les alignements, y compris la vérification (voir § 134). Les sommets de ces carrés appelés carrés principaux sont matérialisés par des repères de terre après quoi on construit les cheminements de nivellement de IIIe ou IVe ordre. Après avoir mesuré les angles et les alignements des rectangles, on peut calculer les coordonnées de tous les sommets des carrés principaux ainsi que leurs côtés (par procédé de nivellement).

§ 214. LEVÉ DU TERRAIN

Levé au 1/5000

Lorsqu'on possède du quadrillage de 400 mètres de côté, on commence à lever le terrain de l'aérodrome à construire ainsi que des terres avoisinantes. En général, c'est un levé au 1/5000 à l'écartement des courbes de niveau de 0 m, 5 à 1 mètre. Un tel levé est indispensable afin de pouvoir étudier au bureau l'avant-projet de l'aérodrome. L'opération est faite à la planchette munie d'alidade à lunette, ou au tachéomètre. Les sommets des carrés servent de station ; le cas échéant, on détermine des points de station complémentaires. Les parcelles non quadrillées sont levées à l'aide du cheminement goniométrique (parcelle bâtie ou avoisinant le terrain de l'aérodrome).

Levé au 1/2000 ou au 1/1000

Le levé d'études pour l'établissement du projet est effectué à une grande échelle (le terrain d'envol et d'atterrissage au 1/2000, et les bandes à bâtir au 1/1000) ; il s'exécute par procédé de nivellement d'une surface (méthode de quadrillage, voir le § 134). Les carrés de base à côtés de 400 mètres sont à décomposer par piquetage en carrés à côtés de 40 mètres (échelle au 1/1000).

Tout d'abord, le carré de base est décomposé en quatre, formant ainsi les carrés dont les côtés sont de 200 mètres.

Après avoir matérialisé leurs sommets, on procède au chaînage des côtés parallèles à la direction de base. L'opération se fait à l'aide d'un câble de 200 mètres de long, gradué tous les 40 ou 20 mètres. Ainsi, a-t-on la contexture de quadrillage à côtés de 40 au 20 mètres, le chaînage étant effectué tous les 40 ou 20 mètres. Les sommets des carrés sont les points piquetés (voir § 134). On matérialise aussi tous les points positifs.

Le croquis est établi en même temps que la contexture du quadrillage.

La détermination des différences de niveau est obtenue par nivellement ; dans le cas des terrains plats ou peu ondulés, on nivelle tous les points se trouvant au carré à côtés de 200 mètres. Les résultats du nivellement sont notés dans le carnet d'observations (fig. 354).

La visée « niveau — points des détails » ne doit pas être plus grande de 150 mètres.

Le levé des terrains fortement accidentés s'effectue par procédé tachéométrique.

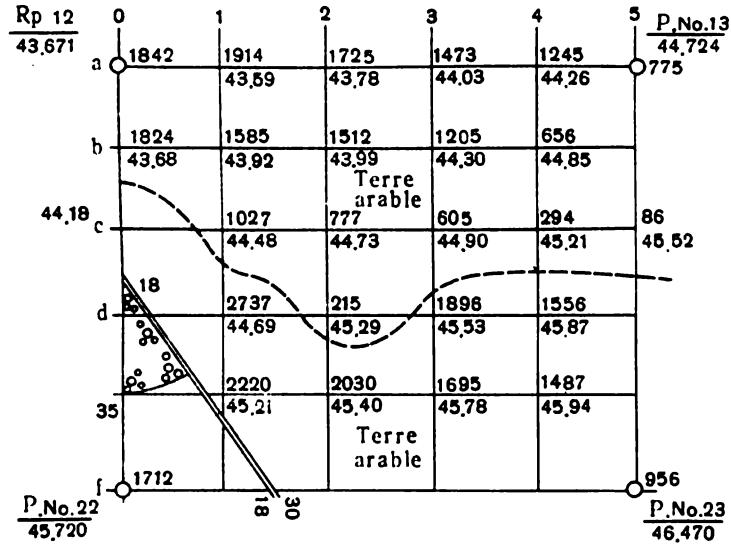


Fig. 354

Etablissement d'un plan

L'établissement d'un plan au 1/2000 ou au 1/1000 sur une minute exige le report des stations géodésiques et les points de la contexture du quadrillage sous forme d'angles des carrés de base et des mailles plus petites. La situation étant reportée des croquis, on inscrit les cotes des points fournies par le carnet d'observations altimétriques et on trace des courbes de niveaux tous les 0 m,25. Après être vérifiées sur le terrain et corrigées au bureau, toutes les lignes des minutes sont dessinées à l'encre de Chine.

§ 215. REPORT DU PROJET DÉFINITIF D'UN AÉRODROME SUR LE TERRAIN

La bande d'envol et d'atterrissage (B) est un des éléments essentiels de l'aérodrome, la direction et l'emplacement duquel détermine la position des autres. C'est pourquoi en établissant un projet d'aérodrome, on procède, avant tout, à l'implantation des bandes d'envol et d'atterrissage (fig. 355) en rattachant leurs axes aux stations géodésiques. On reporte ensuite les pistes de roulement (P. R.), les aires de stationnement (A. S.) et les façades des installations à construire. Ce travail est facilité par leurs emprises et les distances entre la bande et autres éléments constitutifs déterminés d'avance. C'est de cette façon qu'on assure le rattachement mathématique des éléments du terrain d'envol et d'atterrissage aux axes de la bande et aux stations géodésiques.

Un tel rattachement s'effectue aussi au cours d'établissement du projet du terrain à bâtir (ateliers de toutes sortes, aérogares avec tous les services, etc.).

Soit l'axe de la bande d'envol et d'atterrissage № 1 (fig. 355), matérialisé sur le terrain par des repères dont on connaît les coordonnées ; par conséquent, on peut calculer les points de rencontre des axes de bandes № 1 et № 2, les coordonnées des points extrêmes de la bande № 2, dont la direction et la longuer sont déterminées d'avance. Les lignes rouges des terrains à bâtir, les traversées entre les bâtiments, la largeur des voies d'accès, etc. sont implantées de façon à pouvoir donner la possibilité de calculer les coordonnées de n'importe quel point du projet. Lorsqu'on ne peut pas les trouver analytiquement, on le fait par procédé

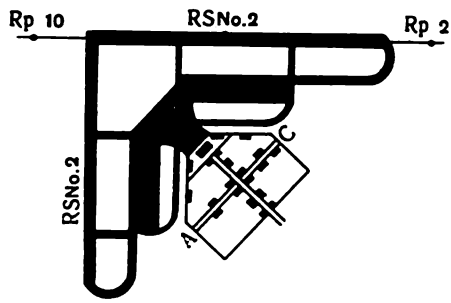


Fig. 355

graphique (par coordonnées et abscisses), mais le nombre de tels points doit être minimum.

On porte sur le dessin d'exécution toutes les stations géodésiques, nécessaires à reporter le plan sur le terrain ; on mesure les angles et les distances déterminant l'emplacement des points du projet sur le terrain, et inscrit les valeurs trouvées sur le projet précité.

Lorsqu'on reporte le projet sur le terrain, on détermine d'abord l'emplacement des lignes et des points principaux, après quoi on procède au report de chaque élément à part.

Les points principaux des courbes sont piquetés sur le tracé de courbes des pistes de roulement. Les angles aux sommets des courbes sont matérialisés sur le prolongement des axes de tronçons droits. L'opération se fait à la bande d'acier vérifiée et au théodolite de 30″.

Le piquetage des axes (B., P. R. et A. S.) terminé, on établit un dessin d'exécution au 1/5000 concernant l'implantation des axes du terrain d'envol et d'atterrissage (procédés de piquetage sont décrits aux § 188 et § 209).

CHAPITRE XXVII

OPÉRATIONS RELATIVES À L'ÉTUDE DES PROJETS DE TRAVAUX PUBLICS ET D'AMÉNAGEMENT URBAIN

§ 216. RÉSEAUX GÉODÉSIQUES DE BASE D'UNE VILLE ET D'UNE ENTREPRISE INDUSTRIELLE

Afin de fournir aux services de travaux publics un canevas de base, on couvre le territoire des villes et des cités ainsi que de grandes entreprises industrielles d'un réseau géodésique sous différentes formes et ordres (voir table 37).

Table 37

Superficie du terrain (bâti et non bâti) en ha	Espèces et ordres des réseaux géodésiques de base		
	triangulation, polygonation (ordres)	polygonation, réseaux analytiques (ordres)	nivellement (ordres)
de 20 000 et plus grand	2, 3, 4	I, II	II, III, IV
» 5000 à 20 000	3, 4	I, II	II, III, IV
» 2500 » 5000	4	I, II	III, IV
» 500 » 2500	—	I, II	IV
» 250 » 500	—	II	IV
à 250	—	—	IV

Le réseau géodésique de base d'un plan comprend, d'une manière générale, le système de polygonation.

Pour que le réseau géodésique de base soit plus dense, on y greffe une triangulation géodésique complémentaire ou une polygonation de 4e ordre qui remplace la triangulation de 4e ordre. L'opération se fait en encadrant les figures géométriques indéformables ou les points de station isolés dans les mailles du réseau géodésique de base.

S'il fait défaut, on construit les réseaux de triangulation ou de polygonation de 4e ordre indépendants qu'on rattache plus tard au réseau géodésique d'Etat.

Lorsque le réseau géodésique est inéxistant, on est contraint de mesurer deux côtés de base au moins, l'erreur relative étant au maximum 1/200 000. La mesure des bases s'exécute au télémètre lumineux de précision et aux appareils de mesure des bases aux fils en invar.

La longueur du côté de triangulation de 4e ordre est de 2 à 5 km, l'erreur moyenne quadratique de détermination d'un angle ne peut pas dépasser 2″ (en grandeur absolue). L'écart de fermeture admissible d'un triangle ne doit pas être plus de 5″ et, dans le cas exceptionnel, plus de 8″.

On détermine aussi en même temps les points de triangulation (ou de polygonation), ceux du réseau analytique de tous les ordres. L'opération, matérialisée sur le terrain par des pointes de grands bâtiments, des châteaux d'eau ou par des mâts spéciaux (métalliques ou en bois), est calculée par procédé de l'intersection directe (trois directions étant connues au moins).

Lorsqu'on doit mesurer les angles, on construit au-dessus les centres des stations de triangulation et des signaux de forme pyramidale maçonnés ou en béton ; on peut aussi planter une tube métallique. Si l'instrument est installé directement sur le sol, la visée doit passer à deux mètres au moins au-dessus de la surface terrestre. En général, on opère par visées directe et inverse.

Au bureau, tous les éléments mesurés sont reportés sur le plan en projection de Gauss. Les calculs terminés, on obtient les coordonnées des points de station qu'on utilise ensuite afin d'effectuer les levés nécessaires et de prolonger les cheminements de polygonation et au théodolite.

Les résultats des calculs sont édités sous forme de catalogues renfermant les coordonnées des points de station, les distances entre eux, les gisements et autres renseignements nécessaires.

C'est la polygonation dont la classification est donnée sur la table 38, qui permet de passer de la triangulation (ou de la polygonation qui la remplace) au levé des détails (levé d'études pour l'établissement du projet).

La polygonation de premier ordre et de précision élevée ainsi que la polygonation de 1er et de 2e ordres s'insèrent dans la triangu-

Table 38

Ordre de polygonation	Erreur moyenne quadratique de l'angle	Ecart relatif limite du cheminement	Longueur limite du cheminement (km)				Longueur du cheminement en mètres	
			partie bâtie à l'échelle du levé 1:500	partie non bâtie du territoire à l'échelle du levé		jusqu'au point nodal à partir de la station d'ordre supérieur	minima	maxima
				1/2000	1/5000			
1er ordre de précision	± 3″	de 1/20 000 à 1/25 000	10	—	—	7	250	800
I	± 5″	1/10 000	3,5	5	8	2,5	120	600
II	±10″	1/5000	2,5	4	6	1,5	80	300

lation géodésique (polygonation) d'ordre supérieur ou sont construites sous forme de réseaux indépendants.

Les cheminements de polygonation doivent être tendus et matérialisés sur le terrain par des signaux implantés dans le sol ou scellés dans les murs. De règle, on tâche que le signal de polygonation serve en même temps de repère. Les angles étant mesurés au théodolite optique (le plus souvent), les distances linéaires sont déterminées à l'aide des fils d'acier ou en invar, des bandes d'acier à traits ou à échelle ; on utilise aussi les roulettes d'acier ou en invar permettant de mesurer des petits tronçons. Le calcul de la polygonation se fait en arrondissant les angles jusqu'à une seconde et les coordonnées linéaires jusqu'à un millimètre.

Dans le cas du terrain accidenté ouvert non bâti, la polygonation de 1er ordre de précision élevée et les polygonations de 1er et de 2e ordres peuvent être remplacées par le réseau analytique de précision correspondante. Celui-ci s'inscrit sous forme de stations isolées, de chaînes ou de réseaux continus de triangles. Les côtés des triangles ne doivent pas dépasser 800 mètres pour le premier ordre de précision élevée, 600 mètres pour le premier ordre et 300 mètres pour le deuxième ordre de chaîne.

Les réseaux analytiques doivent être calculés à l'aide de deux bases au moins (côté d'une maille de triangulation, côté d'une maille de polygonation d'ordre supérieur, côté du réseau analytique spécialement mesuré). Le nombre de triangles entre les deux bases ne peut pas être plus de dix. L'écart angulaire admissible d'un triangle ne doit pas être plus de 15″ pour réseau de 1er ordre de précision élevée, de 20″ pour réseau de 1er ordre et de 40″ pour réseau de 2e ordre (voir le § 37).

Les points du canevas de détails (marques scellées dans les mures et repères) déterminés par les cheminements de nivellement de 2e, 3e et 4e ordres, servent de base pour études d'un plan de ville ou de cité, etc.

§ 217. LEVÉS TOPOGRAPHIQUES POUR L'URBANISME. LEVÉS D'UNE PARCELLE BÂTIE

I. Echelle des levés

Le levé est exécuté au sol ou par procédé aérophotogrammétrique. L'échelle du plan varie du 1/10 000 au 1/500 (1/10 000, 1/5000, 1/2000, 1/1000 et 1/500). Ces plans sont utilisés pour élaborer les projets d'architecture, le plan d'implantation d'un ouvrage d'art ou d'une ligne électrique à haute tension ainsi qu'à l'exploitation des bâtiments et des installations.

Le levé au 1/5000 en courbes de niveau chaque mètre (terrain plat) ou tous les 2 mètres (terrain montagneux) a pour but d'établir les plans directeurs des villes (ou cités) ainsi que les projets de construction. Dans le cas du terrain non bâti, on peut le lever à l'échelle du 1/10 000, en courbes de niveau chaque mètre (terrain plat) ou tous le 2 à 5 mètres (terrain montagneux).

Le levé et l'établissement des plans au 1/5000 et au 1/10 000 comportent tous les quartiers urbains (ou la cité), y compris les nouveaux terrains qui vont être inclure dans les limites urbaines.

Le levé et l'établissement des plans au 1/2000 en courbes de niveau tous les 0,5 m à 1 mètre ou au 1/5000 (terrain non bâti) ne traitent que quelques quartiers urbains visant à dresser les projets détaillés de construction et les dessins d'exécution.

Le levé et l'établissement des plans au 1/500 en courbes de niveau tous les 0,5 m ont pour objet de dresser les plans directeurs et les dessins d'exécution d'un immeuble à plusieurs étages ou d'un réseau souterrain à construire. Lorsqu'on procède à l'élaboration du projet d'une maison qui n'est grande ou même d'une maison rurale, le levé est exécuté à l'échelle du 1/1000 en courbes de niveau tous les 0,5 m.

Le levé détaillé et définitif d'un ouvrage nouvellement construit se fait successivement à l'échelle du 1/500 ou du 1/1000.

Afin de résoudre des problèmes strictement architecturaux ou de génie (plans des réseaux souterrains, des installations de prise d'eau, projets des monuments, etc.), on effectue des levés au 1/200 et au 1/100.

Les levés à grande et à moyenne échelle (1/1000, 1/2000, 1/5000 et 1/10 000) peuvent être exécutés sous forme des plans à l'échelle correspondante. Dans ce cas, il faut noter la précision du levé.

II. Levé planimétrique des terrains bâtis

Les levés de tels terrains sont effectués à l'échelle des 1/2000, 1/1000 et 1/500. Les cheminements au théodolite sont construits de telle façon qu'ils suivent les façades à une distance de 8,6 et 4 mètres au maximum selon l'échelle choisie : 1/2000, 1/1000 et 1/500. Il n'est pas désirable que cette distance soit moins de 2 mètres, puisque les traverses qui n'ont pas de 2 mètres de long compliquent l'établissement du plan.

Si la largeur d'une rue est plus de 8 à 12 mètres, les cheminements goniométriques sont construits le long de chaque côté à part, après quoi ils sont rattachés entre eux. Les angles aux sommets sont choisis, en général, sur les trottoirs. Les alignements sont jalonnés tous les 60, 40 ou 20 mètres, ce qui correspond à l'échelle choisie (1/2000, 1/1000 ou 1/500). En même temps, on matérialise par des clous, fiches ou piquets les points se trouvant sur l'alignement en face des portes cochères ainsi que les points de départ des cheminements ou des alignements qui vont à l'intérieur de la parcelle. Les traits extrêmes de la bande sont marqués avec le crayon en couleur ou avec un morceau de craie.

Le levé d'un terrain bâti aux échelles du 1/2000 ou 1/500 comprend les détails des façades, des voies d'accès, ainsi que les détails du quartier, y compris l'indication des traits séparant les bâtiments. L'opération est effectué par les cheminements goniométriques et les alignements construits à l'intérieur de la parcelle à lever, en général, par procédé des perpendiculaires et d'intersections linéaires, ainsi que par procédé polaire et par méthode combinée; le dernier procédé est exécuté à l'aide d'une planchette et d'un théodolite. La ligne de visée doit être égale environ à la distance entre les points à partir desquels on effectue l'intersection.

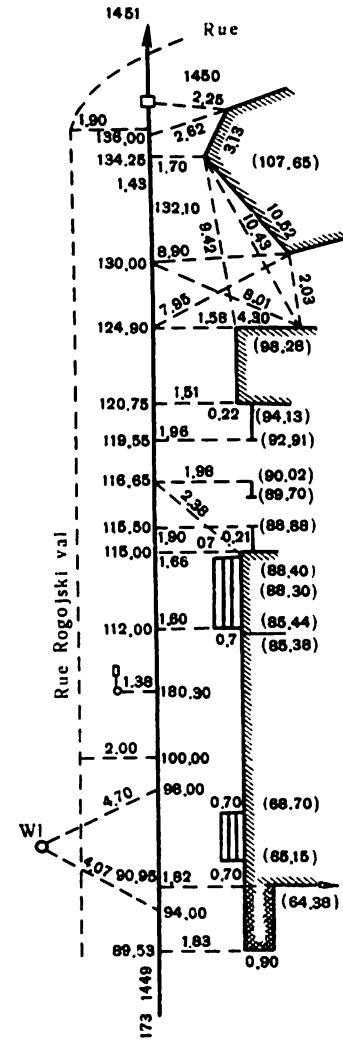


Fig. 356

Toutes les constructions exécutées sur le terrain, qu'on peut reproduire graphiquement sur le plan, doivent être tracées sur le dessin (différents immeubles, bâtiments, centres culturels et commerciaux) ; pour chaque construction, on établit une fiche cadastrale indiquant leur destination, le nombre d'étages et leur constitution en matériaux. Tous les angles saillants architecturaux et gradins des bâtiments et des installations sont à lever, si leur reproduction graphique sur le plan à l'échelle correspondante est plus de 0,5 mm. On dessine aussi les sorties des canalisations souterraines, les arbres isolés, les mâts et les pilons des lignes électriques et de transmission. Le levé d'un cours d'eau (rivières, ruisseaux, canaux) se fait en longeant les deux bords, si sa largeur sur le plan est plus de 3 millimètres ; autrement celle-ci n'est pas considérée, et on suit tout simplement l'axe de ce cours d'eau.

A titre de vérification, on mesure en même temps les façades à l'aide d'une bande ou d'une roulette.

On peut voir sur la fig. 356 un croquis modèle reproduisant une voie d'accès et les façades.

III. Levé altimétrique d'un terrain bâti

Lorsqu'on doit établir un plan coté d'un quartier urbain ou d'une rue ou lever les profils en long et les profils en travers, on procède au nivellement du terrain.

Le plan coté est nécessaire pour le planning vertical des quartiers urbains ; on en a besoin pour dresser les projets des rues et des voies d'accès, des réseaux souterrains de toute sorte ainsi que du transport urbain.

Il est recommandé d'employer le niveau si le terrain est plat, et la planchette ou le tachéomètre le terrain étant ondulé.

Tous les points caractéristiques du terrain à niveler doivent être levés et matérialisés par des piquets. Suivant l'échelle du plan, la distance entre deux points nivelés voisins peut être au maximum pour l'échelle du 1/500—20 mètres, pour l'échelle du 1/1000—30 mètres, pour l'échelle du 1/2000—50 mètres.

La distance maxima « instrument — mire » ne doit pas dépasser 150 mètres, et le nombre générateur de dénivellation des piquets faite sur la mire à deux échelles, 20 millimètres. La planimétrie des piquets sur le plan se détermine graphiquement. Les cotes des points sont inscrites arrondies jusqu'à un centimètre.

Le relief du terrain se présente sous forme des courbes de niveau et dans le cas d'un très grand nombre de constructions sous forme des points cotés. Les canaux et les cours d'eau, les remblais et les déblais sont déterminés par trois cotes : au centre (point bas) et aux bords (deux autres points). On mesure encore la cote du plan d'eau des réservoirs ainsi que les cotes des puits, des grilles du sys-

tème de drainage et des sorties à la surface d'autres installations souterraines ; le plan est complété des cotes d'entrées et de sorties des bâtiments et de leurs planchers au rez-de-chaussée.

Lorsqu'on procède au nivellement des rues et des voies d'accès, on construit entre les alignements des façades situées vis-à-vis, des travers dont l'équidistance dépend des besoins du projet (20, 40, 50 et 100 mètres). Sur des travers, on rapporte les points nivelés de l'axe de la rue (voie d'accès) et des bordures de canaux, de trottoirs et de fossés, les points du fond des fossés et à proximité des bâtiments ainsi que les autres points caractéristiques planimétriques et altimétriques.

Les distances entre les points à niveler ne doivent pas dépasser 20 mètres (au 1/1000 ou 1/500) ou 40 mètres (au 1/2000). Tous les points nivelés sont reportés sur le plan de la rue (voir d'accès) en notant leurs cotes. Le cas échéant, on effectue le levé des profils. Pour le profil en long l'échelle du levé est celle du plan, mais pour le profil en travers elle est dix fois plus grande que l'échelle des profils en long.

§ 218. PARTICULARITÉS DE LEVÉS DES NŒUDS FERROVIAIRES ET DES GARES

Le levé des nœuds ferroviaires et des gares se fait dans les limites de la zone d'exploitation afin d'établir des plans à l'échelle du 1/1000 ou du 1/2000 ; les détails du terrain avoisinant étant levé à la façon des plans au 1/5000 ou au 1/10 000. Les polygonales fermées du canevas sont figurées le long des limites de la bande d'études à lever. Au titre de vérification et d'insertion de nouveaux points de base, on construit des cheminements diagonaux.

Les cheminements au théodolite sont complétés par le tracé des travers nécessaires pour le levé des détails, se trouvant sur le territoire de la station (gare avec tous les services destinés aux passagers, dépôt des locomotives, ateliers de réparations et de vérifications, quais, estacades, fosses de montage, etc.). Une attention particulière est attribuée au levé du développement de faisceau de voies ferroviaires, des réseaux aériens (lignes électriques et de transmissions) et des réseaux souterrains (alimentation en eau potable et technique, évacuation des eaux d'égout et pluviales, chauffage central). De tous les éléments du faisceau de voies ferroviaires, ce sont les aiguillages qui doivent être levés le plus minutieusement, dont les centres sont à rattacher au canevas d'ensemble.

Le levé des détails se fait par différents procédés (coordonnées et abscisses, procédé polaire, procédé des alignements, intersection linéaire). Les points des travers se trouvant dans les limites du faisceau, sont marqués par un petit cercle de peinture porté sur l'âme des rails ; hors des limites, par procédé classique. Les axes

des voies, les aiguillages, les bordures des fosses et des rigoles sont rapportés sur les travers.

Lorsqu'on effectue le levé d'un faisceau de voies ferroviaires, on implante les axes de toutes les voies, le point de départ étant le même. Pour le vérifier, on détermine aussi les distances entre les axes.

L'emplacement des puits de visite est précisé par rapport à leurs centres ; on inscrit sur le croquis leur diamètre et destination. Si la

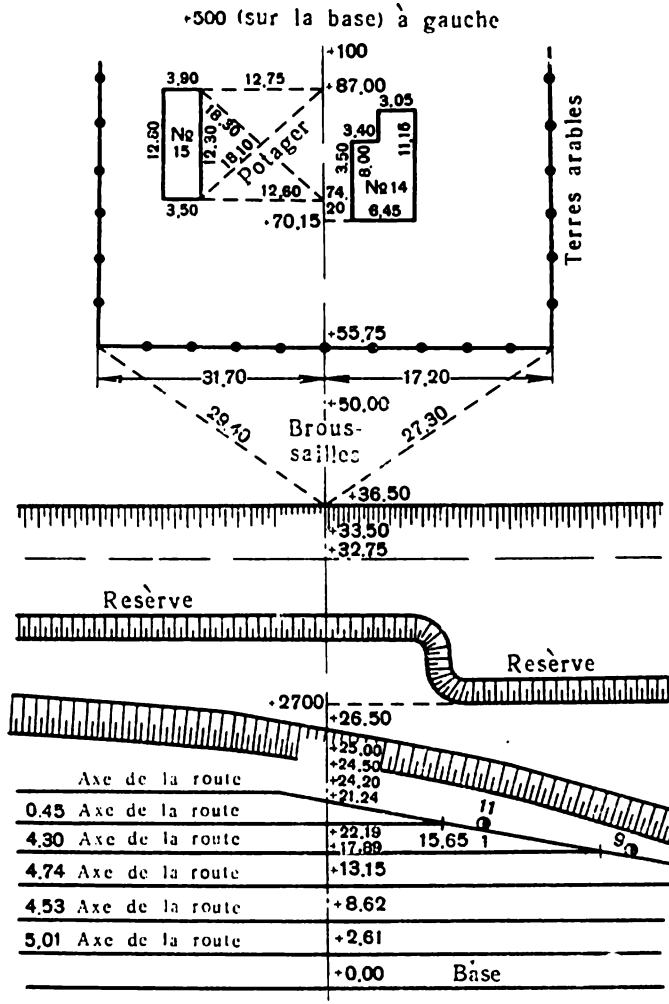


Fig. 357

forme du puits est rectangulaire, on mesure deux angles et les dimensions des couvercles de visite. A titre de vérification, on calcule les distances entre les puits.

Les sémaphores, les signaux lumineux et les disques doivent être rattachés au canevas d'ensemble.

Outre les croquis, on établit des dessins d'ensemble et le plan des installations. La fig. 357 montre un croquis levé par rapport au cheminement goniométrique de base construit suivant l'axe de la voie principale.

Le levé altimétrique est effectué, généralement, au nivellement géométrique, le nivellement tachéométrique étant possible seulement au-dehors du faisceau de voies. A partir des bases et des travers, on nivelle les champignons des rails, les centres des plaques tournantes, les points à fleur de terre des quais et leurs bordures, les sorties à la surface des installations souterraines, les bordures et le fond des fosses et des rigoles, etc. ; au-dehors du faisceau, on nivelle tous les points caractéristiques du relief.

§ 219. OPÉRATIONS GÉODÉSIQUES EFFECTUÉES A L'ÉTABLISSEMENT D'UN PLAN COTÉ

Piquetage d'un terrain dont la surface doit être horizontale

Soit à piqueter le terrain dont la surface doit être horizontale, à condition que le métré des terrassements de remblai et le métré des terrassements de déblai soient à peu près équilibrés.

Après avoir nivelé les carrés du terrain quadrillé (fig. 358), on suppose que la cote rouge H_0 du plan horizontal à projeter soit la moyenne arithmétique de n cotes noires moyennes calculées des cotes de sommets de chaque carré. Soit s la somme de quatre cotes noires du carré i ; la cote moyenne de ce carré sera $\frac{s_i}{4}$. Le nombre de carrés étant égal à n, la cote moyenne H_0 sera :

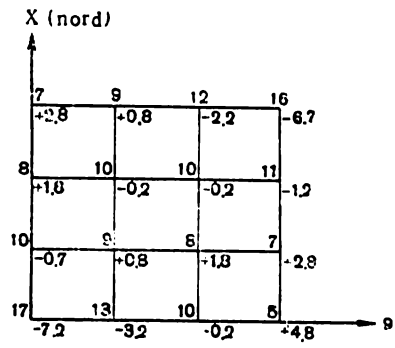


Fig. 358

$$H_0 = \frac{\sum_{1}^{n} S_i}{4n}.$$

Le calcul sera simplifié, si on suppose que le numérateur

(d'après la fig. 358) soit la somme de trois termes :

$$\sum_{1}^{n} S_i = \sum H_1 + 2\sum H_2 + 4\sum H_4,$$

H_1 étant les cotes des sommets appartenant à un seul carré ;
H_2, les cotes des sommets appartenant à deux carrés contigus ;
H_4, les cotes des sommets appartenant à quatre carrés contigus.

Afin de simplifier les calculs, les cotes noires du quadrillage de la fig. 358 sont données seulement en mètres :

$$\sum H_1 = 7+16+5+17 = 45,$$
$$2\sum H_2 = 2(9+12+11+7+10+13+10+8) = 160,$$
$$4\sum H_4 = 4(10+10+8+9) = 148,$$
$$H_0 = \frac{45+160+148}{36} = 9{,}8.$$

La forme du polygone extérieur de quadrillage peut être telle que la somme $\sum S_i$ aura le quatrième terme $3\sum H_3$, H_3 étant les cotes des sommets appartenant à trois carrés contigus, mais le fond du problème reste le même.

Lorsqu'on a déterminé la cote rouge H_0 du plan horizontal, on calcule les cotes de travail exprimées par la différence « cote rouge — cote noire ». La différence positive déterminera la hauteur du remblai et la différence négative celle du déblai. Si le plan horizontal à cote rouge est bien choisi, la moyenne arithmétique h_0 de toutes les cotes de travail h_i sera proche à zéro. Dans le cas du quadrillage montré à la fig. 358, on aura :

$$\sum h_i = +2{,}8-6{,}2+4{,}8-7{,}2 = -5{,}8,$$
$$2\sum h_2 = 2(+0{,}8-2{,}2-1{,}2+2{,}8-0{,}2-3{,}2-0{,}2+1{,}8) = -3{,}2,$$
$$4\sum h_4 = 4(-0{,}2-0{,}2+1{,}8+0{,}8) = +8{,}8,$$
$$h_0 = \frac{-5{,}8-3{,}2+8{,}8}{36} = 0{,}006.$$

Les cotes de travail sont inscrites sur les garde-piquets plantés aux sommets correspondants des carrés, et l'on les utilise à l'exécution des travaux de terrassements.

Piquetage d'un terrain à pente donnée

Afin de pouvoir évacuer les eaux pluviales, etc., on prévoit souvent une pente i du terrain à piqueter. Soit à assurer l'évacuation des eaux du Nord au Sud (fig. 358). Dans ce cas, la cote rouge des cotes noires (7, 9, 12, 16) doit être donnée d'avance ou elle doit

être égale à H_0. Quant aux cotes rouges des points d'autres parallèles, on les calcule compte tenu de la pente donnée i et de la distance horizontale entre ces parallèles. Ainsi, tous les points de la ligne à cotes noires 8, 10, 11 auront les cotes rouges égales à $H_0 - id$. Les cotes rouges des points de la troisième ligne (cotes noires 10, 9, 8, 7) seront : $H_0 - 2id$, etc.

Lorsqu'on a calculé les différences « cotes rouges — cotes noires » des sommets du quadrillage, on détermine leurs cotes de travail. Evidemment, on peut ne pas calculer les cotes de travail, les piquets aux sommets étant plantés de façon que leurs faces supérieures reçoivent la cote rouge correspondante.

La position du plan qu'on projette, est déteminée parfois par la cote rouge H_0 d'un point quelconque et par une pente i_0 dont on connaît la direction et le gisement α_0.

Dans ce cas, on calcule d'abord les pentes i_x et i_y suivant les axes x et y du quadrillage. Si

$$i_x = i_0 \cos \alpha_0,$$
$$i_y = i_0 \sin \alpha_0,$$

les dénivellations seront :

$$h_x = i_x d,$$
$$h_y = i_y d.$$

Les différences de niveau connues, on calcule les cotes rouges des sommets.

§ 220. REPORT SUR LE TERRAIN D'UN PROJET PLANIMÉTRIQUE

Le report sur le terrain d'un projet en plan se fait à partir des réseaux du canevas de base (fig. 359). Les stations du réseau géo-

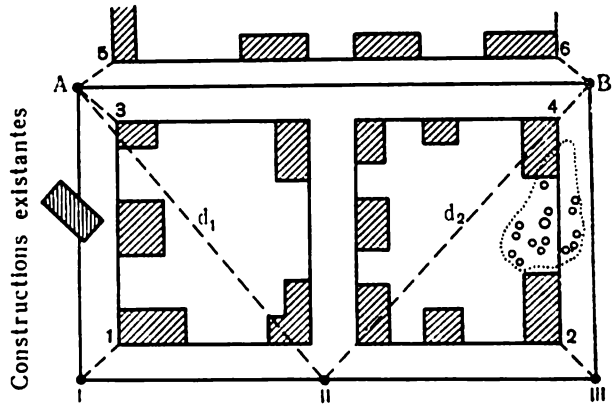


Fig. 359

désique (*I*, *II*, *III*), matérialisées sur le terrain, servent de base de piquetage des détails. Lorsque l'axe *AB* est implanté, on détermine l'emplacement des angles aux sommets des quartiers (1, 2, ..., 6), et en mesurant les distances entre les points 1, 2, 3 et 4, on calcule la position des points angulaires des constructions. L'opération est effectuée par procédé d'alignement, compte tenu des données du projet.

Si, par exemple, on a déterminé que les points *A* et *B* sont vus sur le terrain à partir de la station *II*, on résout, en connaissant leurs coordonnées, le problème géodésique inverse, c'est-à-dire on calcule la longueur et la direction des distances *IIA* et *IIB*. Les gisements ou les azimuts des lignes étant connus, on mesure les angles :

$$\alpha = I\,II\,A,$$
$$\beta = I\,II\,B.$$

Le théodolite mis en station au point *II*, on reporte les angles α et β et suivant les directions données, on fait les distances calculées d_1 et d_2. Si la surface est inclinée à l'horizon, on doit, en reportant les distances, introduire une correction nécessaire. Tous les alignements principaux sont reportés au piquetage deux fois.

A titre de vérification, on mesure la distance *AB* en la comparant à la distance du projet : si elle coïncide, les points *A* et *B* sont bien piquetés. La matérialisation des points 3, 4, 5 et 6 se fait identiquement ; l'opération est effectuée à partir des points *A* et *B*, pris comme points de départ.

On a utilisé en reportant sur le terrain les points isolés, le procédé des coordonnées polaires ; mais il est possible d'employer d'autres procédés : des perpendiculaires et des ordonnées et abscisses, des coordonnées bipolaires et de l'intersection angulaire ou linéaire. Quelquefois un procédé est utilisé au piquetage, l'autre à la vérification.

Lorsqu'on a recours au procédé des perpendiculaires, on reporte dans l'alignement de la ligne de base, en partant de son point origine, les abscisses, après quoi on construit au théodolite ou à l'équerre selon la précision désirée, les perpendiculaires en y reportant ensuite les ordonnées.

Si on procède à l'intersection angulaire effectuée des points extrêmes de la ligne de base, on reporte les angles donnés en balisant la direction des cotes. Le balisage terminé, on jalonne en même temps les côtés matérialisés et on détermine leur point commun dans l'alignement de chaque côté. Ce sera le point recherché.

Lorsqu'on effectue l'intersection linéaire, on reporte des points extrêmes de la base, à l'aide de deux rubans ou d'un ruban et d'une roulette d'acier, les distances nécessaires orientées vers le point du projet. En joignant les alignements reportés, on détermine sur le terrain l'emplacement du point recherché.

§ 221. LEVÉ ET NIVELLEMENT DES RÉSEAUX SOUTERRAINS URBAINS ET ÉTABLISSEMENT DES PLANS

Les réseaux souterrains urbains (alimentation en eau potable et en eau technique, assainissement, drainage, conduites à gaz et conduites de chauffage, lignes électriques et téléphoniques) sont répartis le long des rues et des voies d'accès. Le levé des réseaux souterrains se fait à l'échelle du 1/200 ou à celle du 1/100. Les puits de visite sont levés par procédé de l'intersection linéaire ou par procédé des coordonnées rectangulaires effectués à partir du cheminement au théodolite et des alignements d'une parcelle bâtie. La direction des lignes de réseau est déterminé à l'aide des dessins détaillés d'éxecution, des plans d'inventaire et des cartes établies sur le terrain. Il est recommandé, de préférence, d'exécuter le levé des réseaux souterrains après leur pose dans les tranchées, avant qu'on puisse les enfouir.

Lorsqu'on nivelle un puits de visite, on doit déterminer la cote de son anneau de protection ainsi que la cote voisine du sol ou de la chaussée. Afin de procéder au mesurage à l'intérieur du puits, on utilise une roulette d'acier. On doit toujours respecter la sécurité de travail pour éviter une intoxication possible, une enflammation de gaz ou une explosion due à une cigarette ou un feu allumé, etc.

Après avoir dressé le plan, on doit le corriger et compléter ; cette opération consiste à vérifier, au bureau et sur le terrain, tous les détails de la carte établie.

On dessine aussi les profils en indiquant la position des réseaux souterrains.

§ 222. PIQUETAGE D'UNE VOIE DE COMMUNICATION D'UN PIPE-LINE OU D'UNE LIGNE DE TRANSMISSION

Lorsqu'on procède à l'implantation sur le terrain de l'axe d'une voie de communication ou d'une ligne électrique projetée, on détermine d'abord, sur le plan, les coordonnées des points du tracé, par exemple, les angles aux sommets (*1—5*) d'un virage du tracé (fig. 360), les coordonnées étant calculées graphiquement. Certains de ces points, par exemple, *1*, *3*, *5*, sont rattachés aux stations du canevas géodésique *A*, *B*, *C* dont les coordonnées sont connues. En résolvant le problème géodésique inverse, on calcule les distances et les directions (gisements) des lignes de rattachements *A1*, *B3*, et *C5*, ainsi que de tous les tronçons du tracé projeté (*1—5*).

A l'aide des gisements, on mesure les angles intérieurs des polygones ainsi fermés ; le cas échéant, on vérifie les résultats obtenus. Les distances et les angles β déterminés, on reporte sur le terrain les points du tracé (*1—5*). Lorsqu'on a construit les cheminements des points *1* et *5* vers le point *3*, on doit les compenser, c'est-à-dire répartir l'écart de fermeture admissible entre les divers éléments

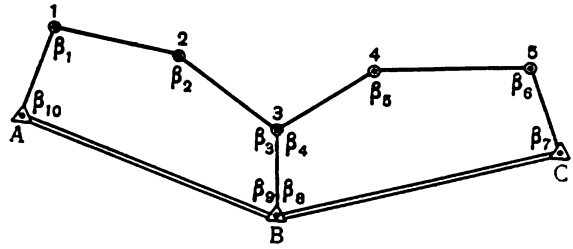


Fig. 360

(angles et distances) des cheminements. S'il le faut, on peut, à l'aide des angles et des distances compensés, calculer la valeur définitive des gisements, des distances et des coordonnées de points du tracé.

Le tracé et ses profils piquetés, on commence à effectuer le nivellement géométrique. Les cotes noires des points piquetés étant déterminées, on calcule, à l'aide des profils du plan, leurs cotes rouges, qu'on reporte, au moyen d'un niveau, sur le terrain. Quant aux cotes rouges des points intermédiaires, elles sont reportées sur le terrain à l'aide des voyants.

§ 223. PIQUETAGE DES TRANCHÉES POUR LA POSE DES CONDUITES

Lorsqu'on implante sur le terrain les axes d'une conduite (alimentation en eau, assainissement, etc.), on doit piqueter les puits de visite, l'entrée des conduites dans les bâtiments et autres installations d'un réseau souterrain se trouvant à la surface, reportant les distances du projet entre les signaux qui matérialisent les axes.

Les cotes des points isolés ou les distances à pente donnée sont reportées à l'aide d'un niveau. Lorsqu'elles sont reportées sur des poteaux ou sur des murs des bâtiments, on les matérialise par des traits de peinture ou par des pointes enfoncées dans les murs, qu'on met strictement sous le pied de la mire verticale. Dans le cas du piquetage de précision (la pose des conduites à de petites pentes), on plante sur l'alignement à piqueter des balises en bois dans la face supérieure desquelles est vissée une vis. En la manipulant, on arrive à ce que la tête de vis soit à la cote rouge.

Lorsqu'on piquète une tranchée, on enfonce suivant l'axe de la conduite des balises équidistantes de 5 à 10 mètres. En construisant une perpendiculaire à l'axe, on y porte dans les deux sens, les distances « axe-bord de la tranchée » et on les matérialise par des piquets.

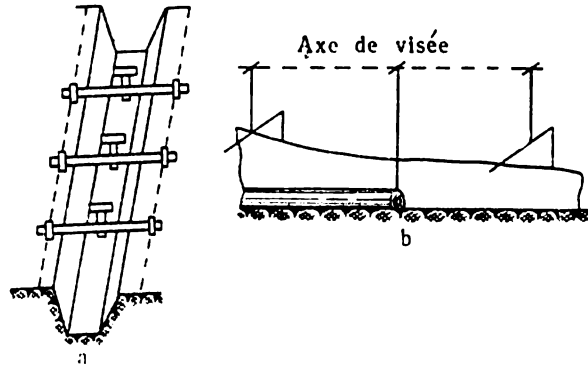


Fig. 361

Avant de procéder aux travaux de terrassement, les axes et les bords des tranchées sont à piqueter : le repérage des endroits de futurs puits de visite ainsi que de ceux de changement de pente de l'axe d'une conduite s'effectue au moyen de chaises exécutées sous forme de bancs (fig. 361, *a*), sur lesquelles sont reportés l'axe du collecteur et les bords des tranchées.

Afin de repérer l'axe d'une conduite, on plante, sur la face supérieure de la traverse de chaise, des clous dont la position est déterminée à l'aide d'un fil à plomb ou d'un théodolite de façon qu'en tendant convenablement un fil de fer entre ces clous, on peut d'y suspendre des nivelles.

La pose des conduites se fait de bas en haut afin d'éviter leur glissement en bas, suivant la pente. Le bout extrême d'une conduite qu'on pose est centré à l'axe du collecteur ; cette opération est exécutée au moyen des nivelles au fil de fer. Pour que les cotes de conduites soient correctes, on installe, au moyen d'un niveau, des voyants qu'on cloue aux chaises de façon que la ligne de visée passant par facettes supérieures des voyants ait un angle égal à la pente de l'axe d'un collecteur prévue par le projet. La différence des cotes des facettes supérieures de voyants voisins doit être égale au produit *di* de la distance horizontale *d* entre voyants sur la pente *i* du collecteur déterminée par le projet.

Les cotes d'un collecteur à poser sont déterminées à l'aide d'un voyant qu'on déplace le long de l'axe de la conduite et dont la longueur est déterminée d'après les dessins d'exécution, étant la différence de la cote de la facette supérieure d'un voyant planté et de celle du bas de la conduite. A l'aide des voyants qu'on déplace, les conduites entre deux voyants plantés sont posées de façon que les facettes supérieures de trois voyants soient dans le même plan incliné (fig. 361, *b*).

Dans le cas d'une canalisation d'eau à poser, le voyant qu'on déplace est installé sur le point supérieur de la conduite. Si c'est un collecteur d'égouts, on a recours à un voyant à pied qu'on introduit à l'intérieur du collecteur. Les dimensions des conduites d'égouts n'étant pas toujours exactes, il est préférable d'installer le voyant non pas sur la conduite mais sur son bas.

Il est évident que la pose correcte des conduites d'égouts jouit d'une grande importance. Si la pente de leur bas est plus petite que la pente admissible, elle sera la cause des dépôts de boues bouchant l'orifice du collecteur.

Les conduites sont posées au moyen des grues ou à la main, à l'aide des câbles. Lorsque la tranchée n'est pas assez profonde, on les descend en évacuant d'en dessous le remblai excédent ; dans le cas contraire, on y met du sable. Ayant soulevé la conduite dans un endroit, on fait de même le long de la conduite à soulever.

Les conduites à petites dénivellations sont posées au niveau. Afin de contrôler la pose des conduites, il est toujours recommandé de la vérifier au niveau.

§ 224. LEVÉS DÉTAILLÉS D'EXÉCUTION

Tout en construisant un ouvrage d'art, on fait le compte de travaux exécutés. Afin de déterminer la position en plan et en altitude des installations construites et de leurs parties, on a recours aux opérations géodésiques spéciales. L'ensemble de telles opérations est appelé le levé détaillé d'exécution qu'on effectue à l'aide de la contexture géodésique établie afin de pouvoir exécuter les travaux de piquetage. Le levé et le nivellement une fois terminés, on possède des coordonnées et des cotes des points caractéristiques (angles des bâtiments, saillies architecturales, entrées et accès, planchers, couvercles des puits de visite, pilons des réseaux aériens, etc.).

Dans le cas de construction d'une autoroute, on effectue le levé de l'emprise intéressée ; pour un accès d'un quartier urbain, on n'exécute que le levé d'une bande comprise entre les lignes rouges du terrain à bâtir ainsi que les entrées dans les cours des bâtiments.

La construction d'une voie ferrée nécessite à lever les points principaux du développement du faisceau des voies ainsi que les cotes des champignons de rails.

La précision du levé d'exécution est déterminée par écart admissible établi d'avance qu'on utilise lors de la réception d'un ouvrage d'art avant qu'il soit entré en service.

Lorsqu'on possède d'un plan détaillé d'exécution, on établit un plan directeur d'exécution nécessaire aux travaux de reconstruction ainsi qu'à l'exploitation de l'ouvrage.

§ 225. LEVÉ DES CHANGEMENTS SUIVANTS ET LA CORRECTION DES PLANS

Les travaux d'aménagements des villes qui se font sans cesse nécessitent à vérifier systématiquement les plans existants et à y porter tous les changements planimétriques et altimétriques, y compris le changement de disposition des ouvrages souterrains.

Une telle vérification et correction des plans est surtout nécessaire avant d'exécuter les travaux de projection. Afin d'effectuer la reconnaissance du terrain, on prend des copies bleues des minutes ou des plans existants. Ayant effectué le levé d'un plan exécuté à partir des bâtiments qui n'avaient pas subi de changements, on le reporte ainsi que le relief du terrain sur les plans déjà établis. Le levé du relief du terrain se fait par procédé de nivellement.

La méthode la plus efficace de correction des plans est celle d'aérophotogrammétrie.

TABLE DES MATIÈRES

Première partie

Généralités

Chapitre I. Géodésie. Importance pratique de la géodésie 3
§ 1. Objet de la géodésie 3
§ 2. Importance pratique de la géodésie 4
§ 3. Processus d'exécution des travaux géodésiques . . . 5
Chapitre II. Détermination de la position des points de la surface terrestre par rapport à la forme générale de la Terre 6
§ 4. Forme générale et dimensions de la Terre 6
§ 5. Méthode des projections coordonnées géographiques . . 7
§ 6. Représentation de la surface terrestre sur sphère et sur plan 9
Chapitre III. Plan et carte 10
§ 7. Plan du terrain. Profil 10
§ 8. Echelle d'un plan. Echelles numériques, linéaires et transversales. Précision de l'échelle 12
§ 9. Influence de la courbure de la Terre sur les distances horizontales et verticales 15
§ 10. Notion de carte. Différence entre carte et plan . . . 17
§ 11. Nomenclature des cartes et des plans 18
§ 12. Projection cylindrique et transversale à angle égal . . 21
§ 13. Coordonnées rectangulaires planes 24
Chapitre IV. Orientation 27
§ 14. Orientation des alignements 27
§ 15. Rapport entre les azimuts magnétiques et vrais . . . 32
§ 16. Rapprochement des méridiens 33
Chapitre V. Signes conventionnels des plans et des cartes . . . 35
§ 17. Lecture des plans et des cartes 35
§ 18. Signes conventionnels 35
Chapitre VI. Relief du terrain et sa représentation 38
§ 19. Procédés de représentation du relief sur les plans et les cartes 38
§ 20. Représentation des formes géométriques par des courbes de niveau 39
§ 21. Eléments du relief de la surface terrestre 41
§ 22. Détermination des formes du terrain d'après les courbes de niveau 43
§ 23. Qualités des courbes de niveau 44
Chapitre VII. Utilisation d'un plan et d'une carte 45
§ 24. Appareils utilisés lors du travail avec un plan et une carte 45
§ 25. Orientation d'un plan ou d'une carte 52
§ 26. Lecture du relief 56
§ 27. Le bassin et ses frontières 57
§ 28. Détermination des cotes des points, de la pente d'un alignement, de la direction et de l'inclinaison de cette pente 58
§ 29. Echelle des superpositions 60

§ 30. Construction du profil du terrain et projection des alignements de l'inclinaison donnée d'après les courbes de niveau 62
Chapitre VIII. Principes d'organisation et procédés des opérations géodésiques 64
§ 31. Procédés de levés selon les instruments utilisés . . . 64
§ 32. Précision des opérations topographiques. Principe d'organisation des levés 66
§ 33. Procédés astronomique et géodésique de la construction du réseau de base 68
§ 34. Nature de la triangulation. Trilatération. Stadimétrie 69
§ 35. Nature de la polygonation 74
§ 36. Réseau de nivellement 76
§ 37. Canevas de détail. Détails. Réseau d'État des coordonnées géodésiques. Procédés des levés de détails . . . 78
Chapitre IX. Généralités sur la théorie des erreurs de mesures 82
§ 38. Propriétés des erreurs de mesures accidentelles . . . 82
§ 39. Moyenne arithmétique 84
§ 40. Erreur moyenne quadratique de la mesure. Erreur maximum 84
§ 41. Erreur moyenne quadratique des fonctions, des grandeurs mesurées 86
§ 42. Erreur moyenne quadratique de la moyenne arithmétique 92
§ 43. Représentation de l'erreur moyenne quadratique de la mesure moyennant l'écart de la moyenne arithmétique . 93
§ 44. Poids des résultats des mesures 94
§ 45. Moyenne pondérée 96
§ 46. Erreur moyenne quadratique de la mesure dont le poids sert de l'unité, et erreur moyenne quadratique de la moyenne pondérée 98

Deuxième partie

Opérations géodésiques et mesures sur le terrain

Chapitre X. Repérage, jalonnement et mesure des distances sur le terrain 101
§ 47. Repérage des points et jalonnement des distances . . 101
§ 48. Instruments de mesure des distances 103
§ 49. Unités de mesure 105
§ 50. Correction de l'erreur due à la variation de longueur du ruban 108
§ 51. Mesure d'une distance avec un ruban d'acier. Entretien du ruban d'acier 108
§ 52. Réduction des lignes inclinées vers l'horizon 109
§ 53. Eclimètre 111
§ 54. Précision de mesure d'un alignement avec un ruban d'acier 113
§ 55. Conditions d'emploi d'un ruban d'acier 114
Chapitre XI. Construction des perpendiculaires sur le terrain 115
§ 56. Instruments de mesure directe des hauteurs. Levé effectué à l'aide d'un ruban, d'une roulette et d'une équerre 115
Chapitre XII. Mesure des angles horizontaux et des directions . . . 119
§ 57. Principe de mesure de l'angle horizontal. Goniomètre . 119
§ 58. Principe de mesure des directions: azimuts magnétiques ou rhumbs 123
§ 59. Limbe 124
§ 60. Vernier. Microscopes à traits et à échelle 125

§ 61. Excentricité de l'alidade 129
§ 62. Loupe 130
§ 63. Lunette à tube porte-oculaire mobile 131
§ 64. Réticule. Parallaxe 133
§ 65. Lunette à réglage interne. Réglage d'une lunette . . . 135
§ 66. Grossissement d'une lunette 136
§ 67. Précision de pointé. Distance maxima de pointé . . . 138
§ 68. Clarté d'une lunette 140
§ 69. Champ de la lunette 141
§ 70. Nivelle 143
§ 71. Limbe vertical 147
§ 72. Mesures des angles verticaux 152
§ 73. Vérification du limbe vertical 152
§ 74. Théodolites 153
§ 75. Vérifications et réglages des éléments constitutifs du théodolite 164
§ 76. Réglages et vérifications du théodolite (conditions à remplir) 166
§ 77. Entretien du théodolite 174
§ 78. Mesure de l'angle horizontal. Réglage de l'instrument 175
§ 79. Mesure d'un angle par tour d'horizon 178
§ 80. Mesure d'un angle par répétition 179
§ 81. Précision de la mesure des angles horizontaux à l'aide d'un théodolite 180

Troisième partie

Levé au théodolite

Chapitre XIII. Levés sur le terrain en mode goniométrique **184**
§ 82. Cheminement goniométrique 184
§ 83. Levé goniométrique 187
§ 84. Travaux exécutés au levé goniométrique 188
§ 85. Jalonnement à l'aide d'un théodolite. Détermination d'une distance inaccessible avec un théodolite et un ruban . 189
§ 86. Cas simplifiés de rattachement du cheminement goniométrique aux points géodésiques et aux objects locaux . 192
§ 87. Cheminement décliné 193
Chapitre XIV. Travaux au bureau au levé goniométrique 195
§ 88. Traitement des résultats de mesures goniométriques . 195
§ 89. Traitement des mesures angulaires et calcul des gisements des côtés 196
§ 90. Calcul des projections horizontales des côtés des polygones. Table des calculs de gisements, rhumbs et projections horizontales des côtés 200
§ 91. Construction des polygones, connaissant les rhumbs et les longueurs des côtés 201
§ 92. Problèmes géodésiques direct et inverse 204
§ 93. Compensation des contenances des coordonnées . . . 207
§ 94. Traitement des résultats de mesures du cheminement diagonal 208
§ 95. Méthode des calculs de contenances. Table de calculs des coordonnées 209
§ 96. Construction du quadrillage sur un plan 213
§ 97. Construction du plan du levé goniométrique 215
§ 98. Détermination des surfaces des contours représentés sur le plan 216
§ 99. Théorie du planimètre polaire 218

§ 100. Détermination des constantes du planimètre. Réglage du planimètre. Précision de la détermination des surfaces à l'aide d'un planimètre 222
§ 101. Calcul des surfaces à l'aide d'un planimètre selon le procédé de l'académicien Savitch 224
§ 102. Calcul des surfaces d'un polygone d'après les coordonnées de ses sommets 225

Quatrième partie

Nivellement direct ou géométrique

Chapitre XV. Généralités 227
§ 103. Procédés de nivellement (ou de l'altimétrie) 227
§ 104. Influence de la courbure de la Terre et réfraction . . . 230
Chapitre XVI. Niveaux et mires 234
§ 105. Types d'instruments de nivellement 234
§ 106. Niveau fixe à nivelle à prismes réflecteurs. Vérifications du niveau 235
§ 107. Niveau fixe HB-1 à nivelle à prismes réflecteurs. Vérifications du niveau 240
§ 108. Niveau fixe HC-3 autoréducteur 242
§ 109. Niveau à lunette mobile. Sa vérification 247
§ 110. Niveau HT à lunette mobile. Vérifications du niveau . . 251
§ 111. Essai des niveaux 253
§ 112. Mires de nivellement. Vérification de mires 255
§ 113. Lectures faites sur la mire de nivellement 257
§ 114. Distance niveau — mire 259
§ 115. Entretien du niveau et des mires 259
Chapitre XVII. Opérations de travaux publics relatives au nivellement technique. Piquetage des courbes 260
§ 116. Tracé d'un axe sur le terrain (travaux géodésiques) . . 260
§ 117. Mesure et piquetage des angles aux sommets. Vérification des mesures d'angles sur le tracé 263
§ 118. Eléments de la courbe de raccordement. Piquetage des points principaux de la courbe. Matérialisation du tracé . 266
§ 119. Piquetage des sommets. Calcul du piquetage de la courbe 269
§ 120. Piquetage des profils en travers 270
§ 121. Levé d'une bande d'étude 271
§ 122. Carnet de piquetage 271
§ 123. Piquetage détaillé des courbes 273
§ 124. Piquetage sur la courbe 276
§ 125. Piquetage de longues courbes 276
§ 126. Carte des droites et des courbes 279
Chapitre XVIII. Nivellement technique 281
§ 127. Procédés de nivellement. Vérifications 281
§ 128. Nivellement du tracé et des profils en travers 283
§ 129. Choix des points de liaison 290
§ 130. Nivellement sur le terrain inaccessible (ravins, lacs, cours d'eau, marais) 291
§ 131. Ecarts de fermeture admissibles du nivellement du profil en long. Compensation des cotes 295
§ 132. Etablissement du plan et du profil en long du tracé . 296
§ 133. Calcul des cotes de projection 301
§ 134. Nivellement d'une surface 302

§ 135. Traçage sur le plan des courbes de niveau suivant les cotes des points 305
§ 136. Notion sur le nivellement automatique 307

Cinquième partie

Levés topographiques

Chapitre XIX. Tachéométrie 309
§ 137. Généralités. Nivellement indirect ou trigonométrique . 309
§ 138. Influence de la courbure de la Terre et de la réfraction . 311
§ 139. Stadimètre 312
§ 140. Détermination des constantes du stadimètre 314
§ 141. Stadimètre à lunette à réticule mobile 315
§ 142. Détermination des projections horizontales des distances inclinées, mesurées avec un stadimètre 315
§ 143. Formule générale du nivellement trigonométrique . . 318
§ 144. Calcul des différences de niveau 319
§ 145. Précision du stadimètre 321
§ 146. Erreur due à la non-verticalité de la stadia 322
§ 147. Mire-stadia 324
§ 148. Stadimètres à prismes 326
§ 149. Détermination de l'index du cercle vertical. Mesure des angles verticaux et détermination des dénivellations . 328
§ 150. Nivellement tachéométrique de précision 329
§ 151. Tachéomètre autoréducteur 333
§ 152. Levé tachéométrique 340
§ 153. Travaux au bureau 345
Chapitre XX. Levé à la planchette 346
§ 154. Généralités 346
§ 155. La planchette et ses accessoires. Vérifications de la planchette 347
§ 156. Vérifications de l'alidade à lunette 351
§ 157. Mise en station de la planchette 353
§ 158. Alidades autoréductrices 355
§ 159. Procédés d'intersection à la planchette 356
§ 160. Réseau géométrique 358
§ 161. Procédés de l'altimétrie 360
§ 162. Lévé de détails 361
§ 163. Points intermédiaires 363
§ 164. Avantages et insuffisances du levé à la planchette . . 366
Chapitre XXI. Photogrammétrie 366
§ 165. Phototopographie aérienne. Généralités 366
§ 166. Photographie aérienne 369
§ 167. Echelle de la photographie aérienne 369
§ 168. Déformations linéaires d'une photographie aérienne dues à la non-verticalité de l'axe de prise de vues et au relief du terrain 370
§ 169. Restitution des photographies aériennes 373
§ 170. Redressement des photographies aériennes 376
§ 171. Etablissement des photoplans et photoschémas . . . 377
§ 172. Phototriangulation 377
§ 173. Représentation du relief du sol photographié . . . 378
§ 174. Stéréotopographie terrestre 379
Chapitre XXII. Levés et nivellement de petite précision 384
§ 175. Nivellement barométrique. Principe et emploi 384
§ 176. Instruments de nivellement barométrique 384
§ 177. Vérification d'un baromètre anéroïde 386
§ 178. Emploi du nivellement barométrique. Précision du nivellement 387

§ 179. Carnet d'observations et de calculs barométriques . . 391
§ 180. Levé à l'estime ou levé de faible précision 393
§ 181. Procédés du levé à l'estime 394
§ 182. Levés expédié et aérovisuel 396

Sixième partie

Opérations relatives à l'étude des projets de travaux publics

Chapitre XXIII. Travaux géodésiques au chantier 398
§ 183. Généralités 398
§ 184. Copie et réduction des plans. Pantographe 400
§ 185. Report des angles et des lignes projetés sur le terrain . 401
§ 186. Méthode du quadrillage 403
§ 187. Etude géodésique du terrain à piqueter. Dessins détaillés d'exécution 406
§ 188. Piquetage des axes principaux des bâtiments et des installations 411
§ 189. Report sur le terrain des cotes du projet. Détermination de la cote projet du chantier 414
§ 190. Report sur le terrain des lignes et des surfaces planes du projet 415
§ 191. Hauteur de l'ouvrage 417
§ 192. Opérations géodésiques spéciales exécutées au montage d'une construction en chantier 417
§ 193. La mise en position verticale des colonnes 419
§ 194. Montage du matériel 421
Chapitre XXIV. Tracé sur le terrain d'une voie de communication . . 422
§ 195. Nivellement d'une voie projetée 422
§ 196. Niveau autoréducteur du type НЛ-3 424
§ 197. Tachéométrie. Méthode de nivellement d'une voie de communication 426
§ 198. Tracé des courbes de raccordement 428
§ 199. Reconstitution du tracé 430
§ 200. Piquetage d'une plate-forme de la voie en construction 430
§ 201. Rattachement du tracé aux stations trigonométriques et de polygonation. Procédés la planimétrie 432
§ 202. Système de projection M.T.U. Correction des longueurs d'alignements projetés 438
§ 203. Coordonnées géographiques du lieu d'observation . . 439
§ 204. Procédés simplifiés de détermination d'une direction matérialisée du méridien géographique (ou vrai) . . . 445
Chapitre XXV. Hydrotopographie 446
§ 205. Sondages 446
§ 206. Levé d'une section droite du cours d'eau 447
§ 207. Nivellement d'un cours d'eau 450
§ 208. Station pluviométrique 451
§ 209. Matérialisation de l'axe d'un pont 451
§ 210. Piquetage des axes de tunnels et orientation souterraine 454
§ 211. Travaux géodésiques aux chantiers pour les installations hydrotechniques 455
§ 212. Détermination de déformation d'un pont ou d'une installation 457
Chapitre XXVI. Aménagements des aérodromes 459
§ 213. Reconnaissance en plan et en altitude du terrain . . 459
§ 214. Levé du terrain 460
§ 215. Report du projet définitif d'un aérodrome sur le terrain 462

Chapitre XXVII. Opérations relatives à l'étude des projets de travaux publics et d'aménagement urbain 463
§ 216. Réseaux géodésiques de base d'une ville et d'une entreprise industrielle 463
§ 217. Levés topographiques pour l'urbanisme. Levés d'une parcelle bâtie 466
§ 218. Particularités de levés des nœuds ferroviaires et des gares 469
§ 219. Opérations géodésiques effectuées à l'établissement d'un plan coté 471
§ 220. Report sur le terrain d'un projet planimétrique . . . 473
§ 221. Levé et nivellement des réseaux souterrains urbains et établissement des plans 475
§ 222. Piquetage d'une voie de communication d'un pipe-line ou d'une ligne de transmission 475
§ 223. Piquetage des tranchées pour la pose des conduites . . 476
§ 224. Levés détaillés d'exécution 478
§ 225. Levé des changements suivants et la correction des plans 479

Петр Иосифович Шилов

ГЕОДЕЗИЯ

На французском языке

Редактор *Р. А. Андреев*
Редакторы издательства *Н. М. Филатова, Т. С. Бровкина*
Художник *А. И. Шварц*
Художественный редактор *В. Г. Грызлов*
Технический редактор *З. В. Нуждина*
Корректоры *Н. Н. Сидоркина, В. И. Гаврилова*